

SIMULAÇÃO LABORATORIAL DE DISPOSITIVOS PARA A ATENUAÇÃO DE EROSÕES LOCALIZADAS (“SCOUR APRON”) EM ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA EM CILINDROS GEOSSINTÉTICOS

DANIELA FILIPA FERREIRA DINIS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado Veloso Gomes

Coorientador: Professora Doutora Luciana Paiva das Neves

JULHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmão,

“Recomeça... se puderes, sem angústia e sem pressa e os passos que deres, nesse caminho duro do futuro, dá-os em liberdade, enquanto não alcances não descanses, de nenhum fruto queiras só metade.”

Miguel Torga

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu sincero reconhecimento a algumas pessoas que deram um contributo, direto ou indireto, para a realização deste trabalho ao longo destes meses.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, o Professor Doutor Fernando Veloso Gomes, pela transmissão de conhecimentos, apoio constante e acompanhamento atento. À minha coorientadora, a Professora Luciana Paiva das Neves, pela orientação na fase inicial da definição do modelo físico. Tenho a agradecer também a diversas pessoas da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente e do Laboratório de Hidráulica, principalmente pelo apoio no decorrer dos trabalhos experimentais. Ao engenheiro Tiago Ferradosa, por toda a ajuda durante o trabalho laboratorial, tanto no que toca aos softwares utilizados como por todos os conselhos e críticas construtivas. Ao senhor Miguel Guerra pelo apoio incondicional e simpatia demonstrada ao longo de todo o processo laboratorial. À D. Esmeralda Miguel e D. Paula Pinto do Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos da FEUP, pela disponibilidade permanente.

Ao Engenheiro Emanuel Ferreira e ao Dr. Filinto Oliveira da empresa Geosin, representante da TenCate em Portugal, pelo interesse demonstrado no projeto, fornecimento de material necessário para o modelo físico bem como de informações relevantes para o enriquecimento do trabalho.

Aos meus amigos, por todo o apoio e encorajamento durante todo este processo, bem como pelos bons momentos ao longo de toda a minha vida académica. Aos suspeitos do costume: Gheorghe Ciobanu, Maria Teresa Rodrigues, Catarina Oliveira, Andreia Rebelo, Mariana Rebelo, Francisca Alves e tantos outros.

Como os últimos são sempre os primeiros, um grande obrigado à minha família mais próxima, pai, mãe e António Dinis, por estarem sempre presentes em todas as etapas da minha vida, apoiando-me e amando-me incondicionalmente.

RESUMO

À extensa costa portuguesa associa-se um valor natural, cultural e económico ímpar, de importância amplamente reconhecida. É um dos maiores contribuintes para o PIB nacional, com valores na ordem dos 85%, graças a atividades como o turismo.

Uma necessidade crescente de proteger as zonas urbanas litorais de fenómenos erosivos, aliada à atual conjuntura económica do país, motivou a procura de soluções de proteção mais eficientes, sustentáveis e económicas.

A aplicação de sistemas fechados de confinamento de areias em material geotêxtil poderá em diversas situações satisfazer esta procura, na medida em que pode ter impactos reduzidos sobre o ambiente e a paisagem, utiliza a areia existente no local e poderá ter caráter não permanente.

Associado a soluções inovadoras estão sempre obstáculos e dúvidas relativamente ao seu bom funcionamento a longo prazo, principalmente perante condições adversas, nomeadamente em termos de energia de ondas e dinâmica sedimentar.

Recorrendo à modelação física pretende-se analisar o comportamento hidrodinâmico e hidromorfológico de uma estrutura costeira constituída por um sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos com *scour apron*, procurando entender o seu comportamento num caso prático. Tem por base, um caso real de aplicação na praia de Ofir.

O foco do trabalho experimental incidiu na análise das diferentes geometrias que o elemento complementar de proteção em relação à erosão localizada, usualmente utilizado em conjunto com o cilindro de geossintéticos, *scour apron*, pode assumir.

No total foram ensaiados seis modelos: um modelo de referência, representativo da estrutura aderente construída em Ofir; um modelo, análogo ao de referência mas sem *scour apron*; quatro modelos em que se variou à vez uma característica geométrica do *scour apron* e por fim, um modelo idêntico estruturalmente ao modelo de referência, mas com um volume e inclinação do talude de recobrimento diferente. Os modelos foram submetidos a condições hidrodinâmicas semelhantes, o que permitiu a comparação entre si e a obtenção de conclusões relativamente a quatro características base deste tipo de estruturas: presença ou ausência de *scour apron*; profundidade do tubo de ancoragem; talude de recobrimento e comprimento em planta da tela de *apron*.

Através deste estudo concluiu-se que os sistemas em cilindros de geossintéticos poderão ser uma boa solução para a manutenção do cordão dunar e da linha de costa. É essencial que sejam construídos em complementaridade com o *scour apron*, um recobrimento adequado de areia, bem como uma alimentação esporádica de areias ao longo da sua vida útil. A geometria do *scour apron* a adotar deve ser cuidadosamente estudada, tendo em conta as características da agitação onde a obra estará inserida, a largura de praia emersa disponível e o orçamento disponível para o projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Proteção costeira, Cilindros de geossintéticos, *Scour Apron*, Praia de Ofir, Modelação física.

ABSTRACT

Portugal has an extensive coast that is well known for its natural, cultural and economic value, whose importance is widely recognised. It is one of the largest contributors to the national GDP, with values in the range of 85%, thanks to activities such as tourism.

A growing need to protect urban coastal areas from the erosion phenomena, allied to the current economic situation of the country, motivated the search for more efficient, economic and sustainable protection solutions.

The application of sand containment closed systems in geotextile material could satisfy this demand in several situations, in so far as they may have reduced impacts on the environment and the landscape, use the sand existing on-site and may have non-permanent character.

Associated with innovative solutions are always obstacles and doubts about its proper functioning in the long term, especially under adverse conditions, particularly in terms of wave energy and sediment dynamics.

Using physical modelling, the aim will be to analyse the hydrodynamic and hydromorphological behaviour of a coastal structure consisting of a containment system in geosynthetic cylinders with *scour apron*, seeking to understand their behaviour in a practical case. Is based on a real case applied in the Ofir beach.

The focus of the experimental work is on the analysis of different geometries that the complementary element of protection can take in relation to the scour, usually used in set with the geosynthetic cylinders with scour apron.

A total of six models were tested: a reference model, representative of the revetment built in Ofir (Portugal); a model analogous to the reference model but without *scour apron*; four models in which one geometric characteristic of the scour apron varied at a time and, finally, a model structurally identical to the reference model but with a different volume and inclination of the recovering slope. The models were subjected to similar hydrodynamic conditions, which enabled a comparison between them and the collection of conclusions regarding four base features of this kind of structures: presence or absence of *scour apron*; depth of the anchoring tube; recovering slope and length of the plan of the *apron* screen.

This study as shown that geosynthetic cylinders systems can be a good solution for maintaining the line of dunes and the coastline. It is essential that they be built on in a complementary manner with the *scour apron*, a suitable sand recoating, as well as a sporadic supply of sand over its useful life. The geometry of the *scour apron* to be adopted should be carefully studied, taking into account the characteristics of the waves where the work will be inserted, the width of the beach and the budget available for the project.

KEYWORDS: Coastal protection, Geosynthetic cylinders, *Scour Apron*, Ofir beach, Physical modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2

2. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA EM GEOSSINTÉTICOS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CAUSAS PRINCIPAIS DA EROÇÃO COSTEIRA	6
2.2.1. DIMINUIÇÃO DO VOLUME DE SEDIMENTOS TRANSPORTADOS PELOS RIOS	6
2.2.2. DRAGAGENS	6
2.2.3. ELEVAÇÃO DO NÍVEL MÉDIO DAS ÁGUAS DO MAR	7
2.2.4. DESTRUIÇÃO/DEGRADAÇÃO DAS ESTRUTURAS NATURAIS	7
2.2.5. INTERVENÇÕES PORTUÁRIAS	8
2.2.6. INTERVENÇÕES DE DEFESA COSTEIRA	8
2.3. GEOSSINTÉTICOS NA ENGENHARIA COSTEIRA	10
2.3.1. ENQUADRAMENTO	10
2.3.2. SISTEMAS GEOTÊXTEIS ENCAPSULADOS COM AREIA	11
2.3.2.1. Matéria prima	12
2.3.2.2. Tamanho da malha do geotêxtil	13
2.3.2.3. Permeabilidade	14
2.3.2.4. Resistência à tração	14
2.3.2.5. Costuras	15
2.3.2.6. Durabilidade	15
2.3.3. CILINDROS EM GEOSSINTÉTICOS EM REFORÇOS DE DUNAS E PRAIAS	16
2.3.4. DIMENSIONAMENTO	18
2.3.5. MECANISMOS DE FALHA E CONSIDERAÇÕES DE SEGURANÇA	20

3. EROSÃO LOCALIZADA EM ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS	23
3.1. ENQUADRAMENTO	23
3.2. EROSÃO LOCALIZADA	24
3.3. AGITAÇÃO MARÍTIMA NA ZONA DE REBENTAÇÃO	27
3.4. EROSÃO LOCALIZADA NO PÉ DOS CILINDROS EM GEOSSINTÉTICOS	28
3.5. MECANISMOS DE PROTEÇÃO CONTRA INFRAESCAVAÇÕES – SCOUR APRON	29
3.5.1. ENQUADRAMENTO	29
3.5.2. PROCEDIMENTO DE INSTALAÇÃO DE UMA ESTRUTURA CILÍNDRICA	31
3.5.2.1 Capacidade e velocidade de bombagem	34
3.5.2.2. Material de enchimento	35
3.5.3. DISPOSIÇÕES DE PROJETO E CONSTRUÇÃO	37
3.5.4. MATERIAL GEOSSINTÉTICO USUALMENTE UTILIZADO	40
3.6. EXPERIÊNCIA EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS DOTADOS DE SCOUR APRON	41
3.6.1. ENQUADRAMENTO	41
3.6.2. EXPERIÊNCIA NACIONAL	41
3.6.2.1. Praia de Moledo do Minho	41
3.6.3. EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL	45
3.6.3.1. Bay of La Croisette, Cannes	45
3.6.3.2. Costa a sudeste do Texas	46
4. CASO DE ESTUDO – REFORÇO DUNAR E PROTEÇÃO DA LINHA DE COSTA DE OFIR	51
4.1. CARACTERIZAÇÃO DA ZONA DE INTERVENÇÃO	51
4.2. INTERVENÇÕES EFETUADAS	52
4.3. SITUAÇÃO PRÉVIA – SETEMBRO DE 2014	54
4.4. FASE 3 - SISTEMA DE REFORÇO DUNAR EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS E REPERFILAMENTO DA PRAIA	56
4.4.1. SISTEMA LONGITUDINAL ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS COM SISTEMA COMPLEMENTAR DE SCOUR APRON	56
4.4.2. REPERFILAMENTO DE AREIAS NA PRAIA	58
4.5. SITUAÇÃO NO INVERNO DE 2015/2016	58

4.5.1. Janeiro de 2016	58
4.5.2. Março de 2016.....	59
4.5.3. Junho de 2016.....	62
4.6. APRECIACÕES FINAIS	63

5. TRABALHO EXPERIMENTAL, SISTEMAS E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO

5.1. ENQUADRAMENTO	65
5.2. OBJETIVOS	66
5.3. PRINCÍPIOS GERAIS DA MODELAÇÃO FÍSICA	66
5.3.1. CRITÉRIOS DE SEMELHANÇA DO MODELO FÍSICO	67
5.3.2. CRITÉRIOS DE SEMELHANÇA DO TRANSPORTE SEDIMENTAR TRANSVERSAL DE MODELOS EM FUNDOS MÓVEIS	68
5.3.2.1. Efeitos de escala em modelos em fundos móveis.	69
5.3.3. MODELO NÃO DISTORCIDO	70
5.4. EQUIPAMENTOS E MATERIAIS UTILIZADOS	71
5.4.1. TANQUE DE ONDAS.....	71
5.4.2. SISTEMA DE GERAÇÃO DE ONDAS.....	72
5.4.3. SONDAS DE NÍVEIS HIDRODINÂMICOS.....	74
5.4.4. AQUISIÇÃO E ANÁLISE DE DADOS.....	76
5.4.4.1. CONDIÇÕES HIDRODINÂMICAS DE TESTE.....	77
5.4.5. CILINDROS EM GEOSSINTÉTICOS DOTADOS DE SCOUR APRON.....	77
5.4.6. EQUIPAMENTOS DE AQUISIÇÃO DE IMAGEM	78
5.4.7. TÉCNICAS DE MEDIÇÃO.....	78
5.4.7.1. ADV – Acoustic doppler velocimeter measuring device	79
5.4.7.2. Régua metálica	80
5.5. PLANO DE ENSAIOS	80
5.5.1. ENQUADRAMENTO.....	80
5.5.2. VARIANTES EM PERFIL E PLANTA DE UMA ESTRUTURA LONGITUDINAL ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS DOTADOS DE SCOUR APRON.....	80
5.5.3. PLANO DE ENSAIOS	83
5.6. CONDIÇÕES HIDRODINÂMICAS NO PROTÓTIPO	84
5.7. DEFINIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS DE TESTE.....	85

5.7.1. ESCALA ADOTADA	85
5.7.1.1. Duração dos ensaios	86
5.7.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MODELOS.....	86
5.7.2.1. Características comuns a todos os modelos.....	86
5.7.2.2. Planta0.SérieA.....	90
5.7.2.3. Planta1.SérieB.....	92
5.7.2.4. Planta1.SérieC	93
5.7.2.5. Planta1.SérieD	95
5.7.2.6. Planta1.SérieE.....	97
5.7.2.7. Planta1.SérieF	98
5.7.3. CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS DOS MODELOS	100
 6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	 103
6.1. ENQUADRAMENTO	103
6.2. METODOLOGIA	103
6.3. GERAÇÃO DE ONDAS REGULARES	104
6.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS.....	106
6.4.1. PRESENÇA OU NÃO DE SCOUR APRON.....	107
6.4.2. PROFUNDIDADE DO TUBO DE ANCORAGEM.....	109
6.4.3. TALUDE DE RECOBRIMENTO.....	112
6.4.4. COMPRIMENTO EM PLANTA DA TELA DE APRON	114
 7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ..	 117
7.1. CONCLUSÕES.....	117
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	118
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 121
ANEXO A.....	127
ANEXO B.....	133
ANEXO C.....	135
ANEXO D.....	143

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 - Padrão típico de deposição dos sedimentos nas albufeiras.....	6
Fig. 2.2 - Exemplo de uma draga a repulsar areia dragada	7
Fig.2.3 - Edificações em Arribas (Azenhas do mar - Sintra, Portugal)	7
Fig. 2.4 - Quebramar Portuário do Porto de Leixões	8
Fig.2.5 - Fenómenos sedimentares associados aos vários tipos de infraestrutura costeira	9
Fig. 2.6 - Estrutura longitudinal aderente em enrocamento	9
Fig.2.7 - Quebramar destacado da Aguda.....	10
Fig. 2.8 - Sequência de esporões	10
Fig.2.9 - Aplicações de elementos geotêxteis encapsulados com areia	12
Fig.2.10 - Corte transversal da instalação do Mirafi® Geotube® numa típica duna de areia	17
Fig.2.11 - Secção transversal típica de um Mirafi® Geotube® a ser preenchido com areia.....	17
Fig. 2.12 - Estimativa inicial dos elementos de um cilindro em geotêxtil.....	19
Fig. 2.13 - Características geométricas relevantes dos Geotubos®	20
Fig. 3.1 - Fases de degradação das estruturas marítimas e respetivos intervalos de tempo para intervenção	23
Fig.3.2 - Diagrama de Shields.....	26
Fig. 3.3 - Definição esquemática da zona de rebentação e espraio das zonas de superfície	27
Fig.3.4 - Infraescavação na base de uma estrutura em cilindros de geossintéticos.	28
Fig. 3.5 - Perfuração de um Geotube® em Gilchrist West.....	29
Fig.3.6 - Cilindro de geossintético dotado de <i>scour apron</i> , em ambos os lados – mar e terra	29
Fig. 3.7 - Cilindro de geossintético dotado de <i>scour apron</i> , apenas em um dos lados – mar e terra ...	30
Fig.3.8 - Soluções de estabilização paralelas a linha de costa utilizando cilindros em geossintéticos dotados de <i>scour apron</i>	30
Fig.3.9 - Corte transversal esquemático de um cilindro de geossintéticos dotados de <i>scour</i> utilizado como núcleo de quebramar ou espigão.....	31
Fig.3.10 - Sacos em geossintéticos, Geobag®, dotados de <i>scour apron</i> na base.....	31
Fig. 3.11 - Cama de fundação do cilindro em geossintéticos e <i>scour apron</i> executados em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014	32
Fig. 3.12 - Colocação do cilindro em geossintéticos e <i>scour apron</i> em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014.....	33
Fig.3.13 - Zona de captação da água salgada para o enchimento do cilindro em geossintéticos e do tubo de ancoragem, por bombagem hidráulica, em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014.....	33

Fig. 3.14 - Aspeto da estrutura após enchimento do tubo de ancoragem por bombagem hidráulica em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014	33
Fig.3.15 - Relação entre a altura do cilindro em geossintéticos e o comprimento da tela de <i>scour apron</i>	37
Fig. 3.16 - Relação entre o comprimento da tela de <i>scour apron</i> e a altura de onda do projeto.....	37
Fig.3.17 - Material geossintético de cor negra	38
Fig. 3.18 - Material geossintético de cor bege	38
Fig.3.19 - Posição do tubo de ancoragem relativamente ao cilindro em geossintéticos	38
Fig.3.20 - Recobrimento na presença de uma duna	38
Fig.3.21 - Recobrimento numa situação corrente	39
Fig. 3.22 - Esquema em planta de juntas sobrepostas	39
Fig.3.23 - Estrutura em cilindros de geossintéticos com <i>scour apron</i> em contacto com elementos cortantes	39
Fig.3.24 - Estrutura em cilindros de geossintéticos dotados de <i>scour apron</i> , com "pescoço de cavalo"	39
Fig.3.25 - Praia e dunas a norte da estrutura de defesa aderente de Moledo do Minho em Setembro de 2010, com a localização do moinho	41
Fig. 3.26 - Moinho com a intervenção em enrocamento (4 Março 2011)	42
Fig. 3.27 - Cordão dunar entre a praia e o arruamento com vivendas. Vista para sul, a partir do moinho (4 Março 2011)	42
Fig.3.28 - Secção transversal da estrutura transversal aderente que consta do Projeto de 1941	43
Fig. 3.29 - Secção transversal tipo definida no projeto de execução.....	43
Fig.3.30 - Implantação da estrutura ao longo da base da arriba da duna erodida. Levantamento feito após execução do projeto.....	44
Fig. 3.31 - Vista geral do local onde está a estrutura longitudinal aderente totalmente coberta de areia	44
Fig.3.32 - Baía de La Croisette, Cannes	45
Fig. 3.33 - Monitorização durante a construção da estrutura.....	46
Fig.3.34 - Quebramar submerso	46
Fig.3.35 - Secção transversal tipo da estrutura.....	47
Fig.3.36 – Mapa das estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos dotados de <i>scour apron</i> ao longo da costa superior no Texas, Golfo do México	47
Fig. 3.37 - Exposição total da estrutura devido a fenómenos de erosão	48
Fig.3.38 – Recobrimento com areia e revegetação.....	48
Fig. 3.39 - Alimentação da praia.....	48

Fig. 3.40 - Treasure Island a 19 de Julho de 2001	49
Fig.3.41 - Pirates Beach a 15 de Novembro de 2001	49
Fig. 4.1 - Localização da zona de intervenção.....	51
Fig.4.2 - Localização das intervenções referentes às Fases 1 e 2.....	53
Fig. 4.3 - Localização da intervenção referente à Fase 3	53
Fig.4.4 - Vista para sul (à esquerda) e vista para norte (à direita), a partir do acesso privativo à praia a norte das torres, evidenciando o que resta da formação dunar	54
Fig. 4.5 - Extensão dunar afetada pela erosão e muro colapsado de logradouro de vivenda (à esquerda). Paliçada com descontinuidades ao longo da extensão dunar (à direita).....	54
Fig.4.6 - Vista para sul (à esquerda) e vista para norte (à direita), a partir do acesso pedonal à praia entre a segunda e terceira vivendas	55
Fig.4.7 - Mudança da tipologia das paliçadas a norte da 4ª vivenda (à esquerda). Paliçada regular, tela de geotêxtil e geobags, para proteger a 5ª vivenda (à direita)	55
Fig.4.8 - Limite norte do enrocamento desarrumado na proteção da 6ª vivenda e início do enrocamento arrumado na 7ª vivenda (à esquerda). Vista para norte do cordão dunar a partir da 8ª e última vivenda, onde não foram feitas intervenções (à direita)	55
Fig. 4.9 - Representação da secção transversal tipo.....	57
Fig. 4.10 - Vista para sul (à esquerda) e vista para norte (à direita), a partir do acesso à praia a sul das torres (Janeiro de 2016)	58
Fig.4.11 - Acesso à praia a norte da última torre (à esquerda). Vista para norte a partir da zona à frente da última torre (à direita) (Janeiro de 2016)	58
Fig. 4.12 - Início da paliçada com descontinuidades, a partir da primeira vivenda, bem como da estrutura longitudinal aderente (Janeiro de 2016).....	59
Fig.4.13 - Rutura e perda da areia de enchimento de um cilindro entre a 6ª e 7ª vivenda (Janeiro de 2016)	59
Fig. 4.14 - Vista para norte (à esquerda) a partir da praia a sul das torres. Pormenor da arriba de erosão a sul das torres (à direita) (2 de Março de 2016)	59
Fig.4.15 - Pormenores da secção nas juntas dos cilindros em duas zonas distintas (2 de Março de 2016)	60
Fig.4.16 - Cilindro em geossintéticos e scour apron expostos em frente à 2ª e 3ª vivenda (à esquerda). Pormenor do scour apron à frente da 3ª vivenda (à direita) (2 de Março de 2016)	60
Fig.4.17 - Desenvolvimento da flora marítima sobre o scour apron. (2 de Março de 2016).....	61
Fig. 4.18 - Rutura e perda da areia de enchimento de um cilindro entre a 6ª e a 7ª vivenda (2 de Março de 2016)	61
Fig.4.19 - Secção da estrutura aderente em cilindros de geossintéticos em frente à 7ª vivenda (à esquerda). Pormenor da tela de geotêxtil (à direita).....	61
Fig. 4.20 - Pormenor de erosões nas juntas e nas entradas de enchimento (2 de Março de 2016).....	62

Fig. 4.21 - Início dos trabalhos de recuperação do cilindro danificado (Junho de 2016)	62
Fig. 5.1 - Planta esquemática do tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP	71
Fig.5.2 - Tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP, já com o canal utilizado nos ensaios.....	72
Fig. 5.3 - Janelas junto ao canal utilizado para os testes.....	72
Fig.5.4 - Conjunto de Batedores do sistema de Geração de Ondas HR Wallingford	73
Fig.5.5 - Desempenho teórico do sistema de geração de ondas multi-elemento HR Wallingford.....	74
Fig.5.6 - Sondas de níveis hidrodinâmicos dispostas ao longo do canal.....	75
Fig.5.7 - Disposição esquemática das sondas de níveis hidrodinâmicos ao longo do canal	75
Fig.5.8 - Sistemas informáticos utilizados nos ensaios, localizados na sala de controlo	76
Fig. 5.9 - Datalogger das sondas de nível.....	76
Fig. 5.10 - Cilindro em geossintéticos, utilizado na atividade laboratorial.....	78
Fig.5.11 - <i>Scour apron</i> , utilizado na atividade laboratorial	78
Fig. 5.12 - Instrumento de medição de velocidade através de sondas ADV (pormenor á direita).....	79
Fig.5.13 - Erosão no recobrimento do cilindro aquando do esvaziamento do canal	79
Fig. 5.14 - Instrumento de medição através de uma régua metálica	80
Fig.5.15 - Disposição do perfil de fundos no tanque de ondas.	88
Fig.5.16 - Curva granulométrica da areia utilizada nos ensaios	89
Fig.5.17 - Perfil representativo da Planta0.SérieA.	90
Fig. 5.18 - Canal onde será construído o modelo (à esquerda). Colocação do cilindro em geossintéticos (à direita).....	91
Fig.5.19 - Aspeto final do modelo Planta0.SérieA.....	91
Fig. 5.20 - Perfil representativo da Planta1.SérieB	92
Fig. 5.21 - Elevação do cilindro para construção do perfil de base para o <i>scour apron</i> (à esquerda). Colocação do <i>scour apron</i> (à direita)	93
Fig. 5.22 - Colocação do cilindro em geossintéticos (à esquerda). Aspeto final do modelo Planta1.SérieB (à direita).....	93
Fig.5.23 - Perfil representativo da Planta1.SérieC	94
Fig.5.24 - Construção do perfil de base para o <i>scour apron</i>	95
Fig.5.25 - Aspeto final do modelo Planta1.SérieC.....	95
Fig. 5.26 - Perfil representativo da Planta1.SérieD	96
Fig.5.27 - Colocação do <i>scour apron</i> e recobrimento com areia (à esquerda). Aspeto final do modelo Planta1.SérieD (à direita).	96
Fig. 5.28 - Perfil representativo da Planta1.SérieE	97

Fig. 5.29 - Colocação do <i>scour apron</i>	98
Fig. 5.30 - Aspecto final do modelo Planta1.SérieE	98
Fig. 5.31 - Perfil representativo da Planta1.SérieF	98
Fig. 5.32 - Colocação do <i>scour apron</i>	99
Fig. 5.33 - Preparação do <i>scour apron</i> onde sobre o qual será colocado o cilindro	100
Fig. 5.34 - Aspecto final do modelo Planta1.SérieF	100
Fig. 6.1 - Procedimento inicial, no programa HR Wave Maker para a simulação da geração da agitação	105
Fig.6.2 – Procedimento inicial, no programa HR Wave Maker para a geração da agitação	105
Fig.6.3 - Fenómenos erosivos no modelo sem scour apron, P1.SA, (em cima) e no modelo com scour apron, P1.SB, (em baixo)	109
Fig.6.4 - Fenómenos erosivos nos modelos, com profundidades do tubo de ancoragem relativamente ao cilindro de geossintéticos de 1 m (modelo P1.SB), 0 m (modelo P1.SC) e 2 m (modelo P1.SE), respetivamente de cima para baixo	111
Fig.6.5 - Fenómenos erosivos no modelo com talude de recobrimento de inclinação 11V:12H, modelo P1.SB, (em cima) e 7V:17H, modelo P1.SD, (em baixo).....	114
Fig.6.6 - Fenómenos erosivos no modelo com comprimento da tela em planta, no protótipo, de 3 m, e 6m. Respetivamente, modelo P1.SB, (em cima) e modelo P1.SF, (em baixo)	116

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades dos principais materiais utilizados	13
Tabela 2.2 - Critérios de retenção para geotêxteis geometricamente fechados	13
Tabela 2.3 - Resistência à tração e a deformação correspondente para diversos tipos de geotêxtil ...	14
Tabela 2.4 - Tipos de costura do geotêxtil	15
Tabela 2.5 - Resistência à tração admissível, como percentagem da resistência à tração original, devido à fluência a 20°C	16
Tabela 2.6 - Dimensões do cilindro em geotêxtil para várias percentagens de enchimento.....	19
Tabela 2.7 - Relações geométricas dos Geotubos® antes e após o enchimento.....	20
Tabela 3.1 - Velocidade crítica de bombagem em função do diâmetro da tubagem e da granulometria da areia.....	34
Tabela 3.2 - Capacidade de bombagem (caudal) em função do diâmetro da tubagem e da granulometria da areia, para as diferentes velocidades mínimas de bombagem, para um rácio de 1:5	35
Tabela 3.3 - Dados técnicos do Sistema Geotube®	40
Tabela 3.4 - Cotas do cilindro e tubo de ancoragem medidos em diferentes locais após construção	44
Tabela 3.5 - Características das diversas intervenções ao longo da costa do Texas	47
Tabela 5.1 - Características das componentes do <i>scour apron</i>	77
Tabela 5.2 - Variantes possíveis de perfis a ter em conta numa estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de <i>scour apron</i>	81
Tabela 5.3 - Variantes possíveis em planta a ter em conta numa estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de <i>scour apron</i>	83
Tabela 5.4 - Resumo do plano de ensaios	84
Tabela 5.5 - Síntese das características hidrodinâmicas no protótipo	85
Tabela 5.6 - Síntese das características hidrodinâmicas no protótipo	85
Tabela 5.7 - Definição da escala.....	86
Tabela 5.8 - Definição da duração dos ensaios.....	86
Tabela 5.9 - Comprimento, à escala, da estrutura aderente	87
Tabela 5.10 - Comprimento da estrutura aderente na atividade laboratorial	87
Tabela 5.11 - Características da estrutura aderente na atividade laboratorial	87
Tabela 5.12 - Características do <i>scour apron</i> na atividade laboratorial	88
Tabela 5.13 - Relação de cotas batimétricas entre modelo e protótipo	89
Tabela 5.14 - Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.	90

Tabela 5.15 - Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.	92
Tabela 5.16 - Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.	94
Tabela 5.17 - Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.	96
Tabela 5.18 - Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.	97
Tabela 5.19 - Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.	99
Tabela 5.20 - Condições Hidrodinâmicas no Protótipo e no Modelo	101
Tabela 6.1 - Análise comparativa entre modelos	106
Tabela 6.2 - Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P0.SA e P1.SB	108
Tabela 6.3 - Análise qualitativa dos resultados nos modelos P0.SA e P1.SB	109
Tabela 6.4 - Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P1.SB, P1.SC e P1.SE	110
Tabela 6.5 - Análise qualitativa dos resultados nos modelos P1.SB, P1.SC e P1.SE	112
Tabela 6.6 - Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P1.SB e P1.SD	113
Tabela 6.7 - Análise qualitativa dos resultados nos modelos P1.SB e P1.SD	114
Tabela 6.8 - Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P1.SB e P1.SF	115
Tabela 6.9 - Análise qualitativa dos resultados nos modelos P1.SB e P1.SF	116

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

SÍMBOLOS

LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

Cu – Coeficiente de uniformidade

D' – altura do cilindro

D₁₀ – diâmetro pelo qual passa 10% dos grãos de areia

D₂₀ – diâmetro pelo qual passa 20% dos grãos de areia

D₃₀ – diâmetro pelo qual passa 30% dos grãos de areia

D₄₀ – diâmetro pelo qual passa 40% dos grãos de areia

D₅₀ – diâmetro pelo qual passa 50% dos grãos de areia

D₆₀ – diâmetro pelo qual passa 60% dos grãos de areia

D₇₀ – diâmetro pelo qual passa 70% dos grãos de areia

D₈₀ – diâmetro pelo qual passa 80% dos grãos de areia

D₉₀ – diâmetro pelo qual passa 90% dos grãos de areia

D_{méd} – diâmetro médio dos grãos de areia

D_n – diâmetro nominal do cilindro

Eu – número de Euler

F* - parâmetro de Shields

Fr – número de Froude

H – altura do cilindro

H_M – altura de onda média no modelo

H_b – altura de onda na rebentação

H_i – altura de onda incidente

H_p – altura de onda de projeto

H_s – altura de onda significativa

J – módulo de rigidez à tração do geotêxtil

LT – distância entre a geratriz inferior do tubo de ancoragem e do cilindro em geossintéticos

N_h – escala vertical

N_l – escala horizontal

O₉₀ – Tamanho dos poros do geotêxtil, para qual corresponde D90 no geotêxtil

R – raio teórico da circunferência do cilindro para uma percentagem de enchimento de 100%

Re – número de Reynolds

T – período de onda

T_M – carga máxima de tração admissível
 T_M – período de onda médio no modelo
 T_p – período de pico
 U – velocidade
 U_{cr}^* – velocidade de atrito crítica
 $V_{crítica}$ – velocidade crítica de bombagem
 $V_{mínima}$ – velocidade mínima de bombagem
 W – largura máxima do cilindro após enchimento
 W_s – velocidade de queda dos sedimentos
 X – fator de forma

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

b – largura da base cilindro
 c – concentração de areia na mistura inicial
 d – rugosidade de fundo
 d_{50} – diâmetro mediano dos sedimentos
 f – percentagem de enchimento do cilindro
 g – aceleração da gravidade
 h – desnível entre a base do cilindro e o tubo de ancoragem
 h_m – profundidade característica no modelo
 h_p – profundidade característica no protótipo
 n – porosidade do material de enchimento
 p – profundidade do nível de água
 s – largura de sobreposição da tela de *apron*
 v_{sed} – velocidade de sedimentação
 w_o – velocidade de queda de um grão

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ – densidade relativa do material de enchimento
 χ – fator corretivo referente ao galgamento da estrutura
 Ω – distorção do modelo

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α – fator de amplificação da tensão de arrastamento

β – ângulo da fundação do cilindro

γ_e – peso volúmico do material de enchimento

ε – deformação do material geotêxtil

Θ – parâmetro de Shields

λ – escala dos modelos físicos

μ_{cr} – velocidade crítica do fluxo de água

ν – viscosidade dinâmica

ξ – número de *Ibarren*

ρ – massa volúmica da água

ρ' – peso volúmico relativo do cilindro

ρ_s – massa volúmica dos sedimentos

τ – tensão de arrastamento

ϕ – coeficiente de atrito entre o cilindro e a base

ϕ_{tubo} – diâmetro do tubo de enchimento

ω_o – velocidade de queda de um grão singular

INSTITUIÇÕES

DEC – Departamento de Engenharia Civil

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LH – Laboratório de Hidráulica

SHRHA – Secção de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente

ACRÓNIMOS

2D – 2 dimensões

3D – 3 dimensões

ADV – *Acoustic Doppler Velocimeter Measuring Device*

BMAV – Baixa-Mar de Águas Vivas

N – Norte

NM – Nível Médio da água do mar

NMAM – Nível Médio das Águas do Mar

NW – Noroeste

PE – Polietileno

PET – Poliéster

PMAV – Preia-Mar de Águas Vivas

POOC – Plano de Ordenamento da Orla Costeira

PP – Polipropileno

S – Sul

SW – Sudoeste

UV – Radiação Ultravioleta

W – Oeste

WNW – Oeste-Noroeste

WSW – Oeste-Sudoeste

Z.H. – Zero Hidrográfico

Z.T. – Zero Topográfico

ABREVIATURAS

Eq. – Equação

KN - Kilonewton

m – metro

min. – minutos

mm – milímetros

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O litoral constitui um dos ambientes naturais de maior dinamismo e produtividade do planeta, levando à concentração da maioria dos centros de decisão política, económica e técnica, bem como de grande parte das indústrias e atividades económicas rentáveis de muitos países. Estes fatores potenciaram ao longo dos anos a migração das populações para as faixas costeiras em busca de melhor qualidade de vida.

A costa portuguesa está sujeita a condições de agitação marítima muito energéticas e tem sofrido um recuo generalizado, associado a causas antropogénicas e naturais. Das primeiras é de destacar a redução do volume de sedimentos como resultado da alteração dos regimes hidrológicos dos rios, em resultado da construção de barragens, extração de areias nos rios para construção, dragagens, subida do nível médio do mar e a construção de estruturas portuárias e de defesa costeira. As segundas são o resultado da combinação de fortes tempestades e alteração da direção das correntes marítimas.

De forma a combater os efeitos da erosão costeira, foram sendo construídas estruturas de defesa costeira que levam muitas das vezes a impactos negativos nas zonas a sotamar que estão desprotegidas. Por este motivo, a procura de novas soluções de infraestruturas hidráulicas que promovam menos impactos tem suscitado cada vez mais interesse. As estruturas *soft*, como a alimentação artificial de areias, geossistemas e dunas artificiais poderão constituir alternativas ou complementos.

Desde um passado recente que a proteção da faixa costeira, em particular dos sistemas dunares, tem passado por estruturas *soft* em sistemas encapsulados de areia, podendo assumir a forma de sacos, contentores ou cilindros. Em Portugal já foram aplicadas estas soluções em diversas obras, principalmente com um caráter provisório ou como complemento de outras estruturas *hard*.

Uma carência de disposições construtivas bem como de incertezas do seu comportamento face a condições de agitação severas e agentes antropogénicos (rasgos do tecido com facas por exemplo) podem por em causa a sua utilização como infraestruturas de proteção de caráter definitivo. Atualmente já existe diversa bibliografia relativamente aos geossistemas, não só ao nível do estudo da estabilidade, Pilarczyk, 2000 e das Neves, 2011 como também no que toca ao correto emprego em obra, Bezuijen e Vastenburg, 2013.

O objeto de estudo da presente dissertação é a otimização das estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos utilizados como reforço dunar. O seu aperfeiçoamento passa pela adição de um complemento de proteção contra infraescavações na sua base, correntemente denominado *scour apron*.

Existe uma vasta bibliografia relativa aos sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos mas o mesmo não se pode dizer do *scour apron*, sobre o qual pouco ou nada existe, por isso o seu estudo assume um papel muito importante.

Na praia de Ofir, entre o esporão curvilíneo da restinga (a norte) e o esporão junto a um hotel (a sul), foi projetada pela IHRH da FEUP e construída em 2014 uma estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos com *scour apron*, para reforço dunar e impedimento do recuo da linha de costa. Devido às condições hidrodinâmicas severas neste local, bem como à interação com estruturas de defesa construídas no passado, esta intervenção constitui um caso de estudo muito interessante.

Foi proposta a realização através de modelação física de diversos modelos, o primeiro sem *scour apron* e os restantes com *scour apron* mas variando sempre algum aspeto da sua geometria. As conclusões foram retiradas por comparação com um modelo de referência, representativo da estrutura construída em Ofir. O modelo à escala 1:12, foi executado no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

1.2. OBJETIVOS

Na presente dissertação pretende-se avaliar o comportamento de sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos com ou sem mecanismos complementares de proteção da sua base contra erosões localizadas. O foco principal do estudo será o mecanismo de proteção usualmente utilizado em complementaridade com o cilindro, *scour apron*, que podendo assumir diversas geometrias, é importante perceber qual a que promove uma maior longevidade à infraestrutura de defesa costeira.

A avaliação será sustentada através da análise comparativa de 5 variantes de um modelo de referência, baseado na obra longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos construída na praia de Ofir em 2014, com esse mesmo modelo. Serão analisadas quatro características base das estruturas longitudinais aderentes em cilindros, as quais: presença ou ausência de *scour apron*; profundidade do tubo de ancoragem; talude de recobrimento e comprimento em planta da tela de *apron*.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos.

Neste capítulo é feita uma breve apresentação do trabalho, bem como dos objetivos e da organização física do mesmo.

No capítulo 2 é feito um enquadramento geral do tema em que são abordadas de forma sucinta os fenómenos que promovem a gradual erosão costeira e é feita uma descrição do material geossintético a utilizar nas estruturas compostas por sistemas de confinamento em geossintéticos. De seguida é feita uma referência particular aos geossistemas em cilindros de geossintéticos, tratando de aspetos relativos ao seu dimensionamento e mecanismos possíveis de rutura que lhe estão associados.

No capítulo 3 é abordado em pormenor a problemática da erosão localizada na base de estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos. Discutem-se os fenómenos principais que levam à erosão localizada em estruturas de defesa costeira e apresenta-se o mecanismo que poderá ser utilizado para proteção da base do cilindro, denominado *scour apron*. É feita também uma exposição de algumas obras deste tipo construídas a nível nacional e internacional.

No capítulo 4 é apresentada a situação da praia de Ofir, em particular no local onde foi construída a estrutura longitudinal aderente em cilindros que foi objeto de estudo. São apresentadas as características definidas no projeto de execução e avaliada a evolução ao longo do tempo do perfil arenoso da praia e do cordão dunar, com recurso a imagens obtidas através de visitas ao local, e também facultadas pelo orientador.

No capítulo 5 é apresentado o trabalho laboratorial executado, expondo-se todo o material e equipamento utilizado, bem como o plano de ensaios. São apresentadas também as condições hidrodinâmicas do protótipo e a definição dos modelos físicos de teste.

No capítulo 6 são analisados e discutidos os resultados obtidos experimentalmente.

Por fim, no capítulo 7, é feita uma apreciação final onde são apresentadas as principais conclusões retiradas do trabalho laboratorial bem como de possíveis intervenções de recuperação do caso de estudo da praia de Ofir. São também propostos possíveis desenvolvimentos futuros deste trabalho.

No Anexo A está presente o levantamento topográfico efetuado na praia de Ofir previamente à construção da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos.

No Anexo B pode consultar-se a planta de implantação da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos, definida na fase do projeto de execução, em Ofir.

No anexo C estão presentes 5 perfis transversais ao longo da referida estrutura, definidos também na fase do projeto de execução.

No Anexo D é feita uma análise detalhada de todos os 19 ensaios realizados no Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP, num período de 4 semanas, bem como os respetivos perfis iniciais e finais medidos no início e fim de cada ensaio, respetivamente.

2

ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA EM GEOSSINTÉTICOS

2.1. INTRODUÇÃO

A erosão costeira tem origem em fatores Naturais e Humanos. As causas naturais são essencialmente a elevação do nível médio das águas do mar, obliquidade das ondas e tempestades. Relativamente às causas humanas, é de referir, as dragagens, a construção de albufeiras e barragens, a extração de sedimentos, entre outros (Silvester e Hsu,1997).

As zonas costeiras são locais preferenciais para a ocupação humana, tendo-se verificado migrações populacionais das zonas interiores para as periféricas ao longo dos anos, a nível mundial. Este fato conduz à construção de cada vez mais infraestruturas e edificações que frequentemente alteram o equilíbrio da faixa costeira. De forma a proteger todo este património tornou-se de carácter eminente adotar medidas de mitigação da erosão costeira.

As medidas de mitigação podem ser de carácter estrutural ou não estrutural. As intervenções de carácter estrutural podem ser do tipo *hard*, em que se utilizam elementos como betão e enrocamento, como esporões, estruturas longitudinais aderentes e quebra-mares destacados, ou *soft* que por sua vez são constituídas com processos naturais como a alimentação artificial de areias e reabilitação e reforço dunar. As primeiras têm carácter permanente ao contrário das segundas. As soluções não estruturais passam pelo ordenamento e planeamento do território. Em Portugal, é frequente a utilização de medidas mistas, que consiste na comunhão de duas intervenções distintas, como por exemplo a alimentação artificial com areias e uma estrutura longitudinal aderente.

Desde um passado recente que se tem procurado a redução da construção de estruturas do tipo *hard*, pois apesar de apresentarem períodos de vida útil alargados, apresentam elevados custos de execução e têm a particularidade de remediarem os problemas na zona onde são implantados mas trazerem problemas nas zonas subsequentes. Como será explicado na subsecção 2.2.6, muitas estruturas servem de barreira à passagem de sedimentos.

Nos últimos anos, tem-se recorrido a estruturas *soft* para tentar combater estas desvantagens, mas a escassez de informação e relativa ineficácia perante situações de agitação severa, levam a que a maioria das pessoas se sintam reticentes perante esta solução. Casos de sucesso em todo o mundo, embora em ambientes pouco energéticos, levam a uma crescente confiança nestas estruturas como sistemas de

proteção permanente da erosão costeira. Atualmente, a preocupação passa pela melhoria destas estruturas de forma a serem capazes de "sobreviver" em condições de agitação mais severas.

As estruturas "soft" são muitas das vezes sistemas em geossintéticos, que têm assumido cada vez mais uma presença permanente na defesa da costa e nos próximos subcapítulos será desenvolvida em detalhe esta solução. Será dada especial atenção aos sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos como proteção dunar, objeto de estudo na presente dissertação.

2.2. CAUSAS PRINCIPAIS DA EROSÃO COSTEIRA

2.2.1. DIMINUIÇÃO DO VOLUME DE SEDIMENTOS TRANSPORTADOS PELOS RIOS

O volume de sedimentos que chega à costa vindos pelos rios é cada vez mais reduzido. Isto deve-se a diversas atividades antrópicas, das quais se pode destacar, as barragens, as dragagens e a extração de sedimentos nos rios e nos estuários.

A construção de barragens altera significativamente o fluxo sedimentar, formando deltas a montante da albufeira, assoreamento desta e erosão a jusante à restituição, da qual é exemplo a Figura 2.1 (Lysne *et al.*, 2003). As mesmas promovem a retenção de grande quantidade de sedimentos na albufeira, e funcionam como uma barreira física à sua passagem, principalmente aos de maiores dimensões, que ficam depositados a montante da albufeira resultado de uma diminuição da velocidade de escoamento e da tensão de arrastamento de fundo. A maior deposição de sedimentos dá-se a montante, no volume de armazenamento útil e não no volume morto (volume abaixo da cota mínima da tomada de água) (Lameiro, Taveira Pinto (2009). Sendo o propósito destas estruturas a amortização das cheias a jusante, e sendo as cheias os eventos em que há maior transporte de sedimentos para a zona estuária e litoral, apresenta um problema acrescido.



Figura 2.1. Padrão típico de deposição dos sedimentos nas albufeiras (Lameiro e Taveira Pinto (2009)).

2.2.2. DRAGAGENS

As dragagens - técnica para remoção de materiais, sedimentos e rochas do fundo de corpos de água - têm uma influência também bastante forte na diminuição do volume de sedimentos junto à costa. Estes trabalhos têm sido cada vez mais comuns devido ao aumento dos calados dos navios bem como das exigências operacionais e de navegação nos portos, em que é obrigatório estabilizar os canais de navegação e aumentar a sua profundidade (Costa, 2013).



Figura 2.2. Exemplo de uma draga a repulsar areia dragada (Porto do Açu, Rio de Janeiro). [51]

2.2.3. ELEVAÇÃO DO NÍVEL MÉDIO DAS ÁGUAS DO MAR

A subida do nível do mar é essencialmente resultado do aquecimento global, através de dois fenómenos: expansão da água do mar devido ao aquecimento dos oceanos, desencadeando a sua expansão térmica, e o derretimento de massas de gelo. As atividades do Homem, ao nível da faixa costeira têm também influência.

A influência do aumento do nível médio do mar sob o recuo da linha de costa varia de local para local, em função da existência de afloramentos rochosos, arribas, dunas, declive do perfil de praia e tempestades típicas, entre outros (Silva *et al.*, 2007).

De notar que em Portugal a contribuição deste fenómeno para a erosão costeira é da ordem dos 15% podendo chegar a 30% em alguns casos (Dias, 1993).

2.2.4. DESTRUIÇÃO/DEGRADAÇÃO DAS ESTRUTURAS NATURAIS

A destruição das dunas, a construção de edifícios em arribas (Figura 2.3) e a destruição de recifes biológicos e de mangais são os principais fatores que comprometem esta proteção natural ao recuo da linha de costa.



Figura 2.3. Edificações em Arribas (Azenhas do mar - Sintra, Portugal). [59]

2.2.5. INTERVENÇÕES PORTUÁRIAS

Associada à construção dos portos marítimos estão usualmente os quebramares portuários, pois estes asseguram a segurança aquando da entrada e saída de embarcações e na própria zona portuária. Funciona também como estabilizador do canal de navegação e minimiza a retenção de sedimentos, assegurando a profundidade mínima.

Os quebramares portuários apresentam geralmente uma grande extensão e modificam o regime de ondas local e a dinâmica sedimentar. Ocorre uma significativa acumulação de areias a barlamar da estrutura, sendo necessário proceder à sua dragagem periodicamente. As areias removidas devem ser posteriormente colocadas a sotamar de forma a equilibrar o défice sedimentar.

A figura 2.4. retrata um dos vários quebramares portuários no Porto de Leixões, na cidade de Matosinhos.



Figura 2.4. Quebramar Portuário do Porto de Leixões (Porto de Leixões, 2015). [57]

2.2.6. INTERVENÇÕES DE DEFESA COSTEIRA

Geralmente as obras marítimas de defesa costeira atuam favoravelmente nos fenómenos erosivos no local onde estão implantadas mas podem agravá-los ou amplificá-los em outros locais. A barlamar da estrutura poderá ocorrer uma favorável acumulação de sedimentos e a sotamar fenómenos erosivos, embora varie em função do género de estrutura.

Estas estruturas podem dividir-se em três grupos, tendo em conta a sua disposição em relação à linha de costa: estruturas longitudinais aderentes, estruturas longitudinais destacadas e estruturas transversais.

As estruturas longitudinais aderentes (enrocamentos, paredões) encontram-se dispostas longitudinalmente em relação ao desenvolvimento da linha de costa e podem ser construídas com diversos materiais, designadamente, betão, madeira, enrocamento, gabiões, tetrápodes, materiais metálicos e geossintéticos. Um aspeto negativo destas estruturas é criarem elevados níveis de reflexão de ondas, o que leva a redução da praia emersa no local (Bezerra, 2008), bem como a erosões a sotamar destas estruturas.

As estruturas longitudinais destacadas (quebramares destacados) são também paralelas à linha de costa mas situam-se ao largo, sem ligação à terra. A retenção de sedimentos não é devida à deriva litoral, mas sim a fenómenos de difração que se dão na sua envolvente. Entretanto, a partir do momento que se inicia

a formação de um tómbolo, a retenção de sedimentos vindos da deriva litoral, se existir, aumenta, acabando por funcionar como um esporão.

Por fim, as estruturas transversais (molhes, esporões) estão dispostas paralelamente à linha de costa, construídas em material rochoso, betão ou mais recentemente sistemas em geossintéticos. Interceptam o movimento sedimentar, provocando a sua acumulação a barlar e o aumento da erosão a sotamar.

Geralmente, constroem-se diversos esporões ao longo da zona que se pretende proteger de forma a combater este efeito. Estas estruturas provocam efeitos nas comunidades da praia arenosa, tais como: transformação do habitat a barlar; perda ou ganho do habitat a sotamar por descobrimento do substrato mais duro; criação de condições com maior turbulência a sotamar e criação de habitat para espécies de substrato rochoso (Santos, 2005).

A figura 2.5 dá uma ideia de todos os fenómenos sedimentares que se verificam aquando da implantação dos vários tipos de infraestruturas de defesa costeira comentadas anteriormente. As figuras 2.6, 2.7 e 2.8 representam uma estrutura longitudinal aderente, longitudinal destacada e transversal, respetivamente.

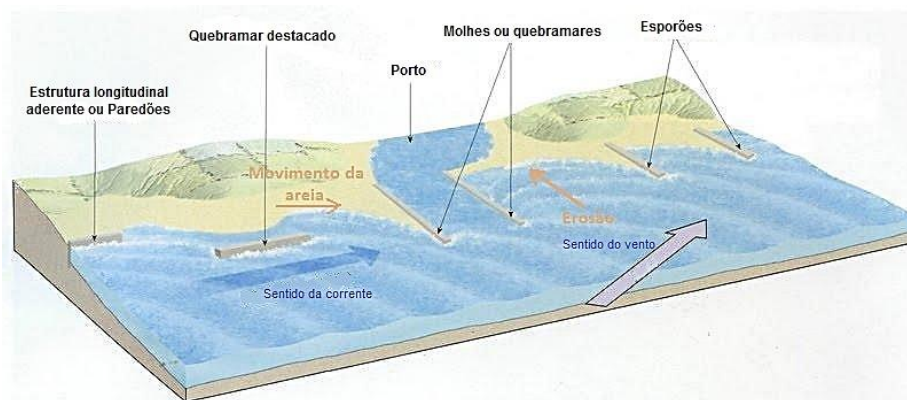


Figura 2.5. Fenómenos sedimentares associados aos vários tipos de infraestrutura costeira. [52]



Figura 2.6. Estrutura longitudinal aderente em enrocamento (Espinho, Portugal). [54]



Figura 2.7. Quebramar destacado da Aguda (Vila Nova de Gaia, Portugal). [63]



Figura 2.8. Sequência de esporões (Quarteira, Portugal). [65]

Na presente dissertação vão ser estudadas em particular as estruturas longitudinais aderentes. Pode-se encontrar informação detalhada relativamente às suas características, dimensionamento estrutural e geométrico, entre outros, nos trabalhos de Pilarczyk (2000).

Os materiais geossintéticos têm tido uma presença cada vez mais forte nas estruturas de defesa costeira, tanto devido às suas características, como a facilidade construtiva e menores custos. No próximo subcapítulo apresenta-se um maior desenvolvimento deste tema.

2.3. GEOSSINTÉTICOS NA ENGENHARIA COSTEIRA

2.3.1. ENQUADRAMENTO

A primeira aplicação em estruturas marítimas de geossintéticos remonta aos anos 50, Bezuijen e Vastenburg (2008) citado por das Neves (2011). Eram utilizados em obras temporárias ou complementares de outras infraestruturas de defesa costeira. Apenas num passado recente este material foi utilizado em estruturas permanentes, ao invés dos materiais e sistemas habituais.

As estruturas em geossintéticos, correntemente denominados geossistemas, apresentam um impacto paisagístico bastante reduzido comparativamente às estruturas convencionais em pedra ou betão, para além de que são estruturas reversíveis. Outras vantagens associadas a este género de estruturas são: rapidez de construção e colocação em obra; uso de areia existente no local de implantação (se existir em quantidades suficientes) e baixos custos.

Em contrapartida, apresentam grandes incertezas relativamente às propriedades e longo prazo e à durabilidade do material. Este é facilmente rasgado por ações de vandalismo, contacto direto com pedras de grandes dimensões ou por danos durante o transporte e instalação no terreno.

As estruturas em geossintéticos podem ser divididas em duas categorias: sistemas fechados e sistemas abertos. No primeiro todas as unidades são seladas e preenchidas com areia ou outro material sedimentar, como os sacos, cilindros e contentores. No segundo as unidades são ancoradas nas duas extremidades, retendo o solo ou a água (das Neves, 2011).

Relativamente aos sistemas fechados, quando preenchidas com areia, são denominados elementos de geotêxtil encapsulados com areia. Podem ser aplicados numa vasta gama de estruturas de defesa costeira como por exemplo, esporões e paredões.

Os sistemas fechados podem apresentar-se sobre a forma de sacos, contentores ou cilindros. Os trabalhos de das Neves (2003), Bezuijen e Vastenburg (2013) e Ferreira (2014), apresentam uma descrição detalhada de todos.

Nos subcapítulos seguintes será feita uma descrição do material geossintético a utilizar nas estruturas compostas por sistemas fechados em geossintéticos. No final será tratado em detalhe o caso dos cilindros em geossintéticos.

2.3.2. SISTEMAS GEOTÊXTEIS ENCAPSULADOS COM AREIA

Existem diversas aplicações dos geotêxteis encapsulados com areia para proteção da faixa costeira, a figura 2.9 retrata esquematicamente algumas delas.

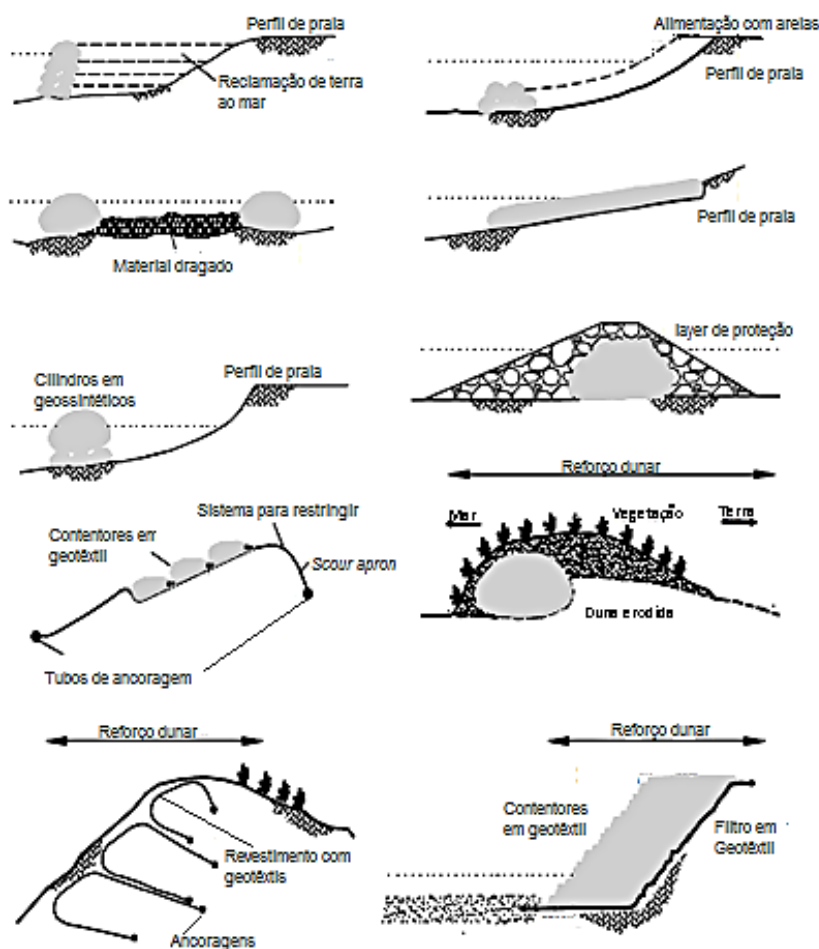


Figura 2.9. Aplicações de elementos geotêxteis encapsulados com areia (adaptado de Pilarczyk (2000) e das Neves (2011)).

De seguida vão ser retratados em detalhe aspetos a ter em consideração na escolha do material geossintético a utilizar neste tipo de estruturas.

2.3.2.1. Matéria prima

Geotêxtil é o nome dado para materiais tecidos e não tecidos, os primeiros são formados por fios, numa estrutura 2D ordenada. Os geotêxteis não tecidos compreendem fibras contínuas ou descontínuas, orientadas aleatoriamente, e formam uma estrutura estável, através da união mecânica, térmica ou química.

Quando se pretende levar a cabo um projeto em geotêxteis encapsulados com areia as propriedades do material geossintético desempenham um papel fundamental. De seguida apresentam-se as gamas de valores das propriedades do material utilizado em obras hidráulicas e de geotecnia.

São utilizados os seguintes materiais: poliéster (PET), polipropileno (PP) e polietileno (PE). Algumas das suas propriedades vêm apresentadas na tabela 2.1.

Tabela 2.1. Propriedades dos principais materiais utilizados (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

	Peso Unitário (kg/m ³)	Resistência à tração (N/mm ²)	Módulo de elasticidade (N/mm ²)	Tensão máxima (%)
Poliéster (PET)	1380	800-1200	12000-18000	8-20
Polipropileno (PP)	920	400-800	2000-8000	6-25
Poliétileno (PE)	900-930	350-600	600-6000	10-30

Os materiais mais utilizados em geotêxteis encapsulados com areia são o Poliéster (PET) e o Polipropileno (PP), pois cumprem em simultâneo funções de separação, filtração e contenção.

De referir que a densidade relativa dos materiais PP e PE, é entre 0.9 e 0.95, ou seja, mais baixa que a da água, de valor 1. Ou seja, se aplicados debaixo de água, podem flutuar.

2.3.2.2. Tamanho da malha do geotêxtil

De forma a evitar a saída de partículas finas pelos poros do geotêxtil em estruturas hidráulicas é feita uma distinção entre geotêxteis geometricamente abertos e fechados. Em geotêxteis geometricamente fechados os poros são tão pequenos que a areia é incapaz de sair qualquer que seja o gradiente hidráulico. Em geotêxteis encapsulados com areia apenas são usados geotêxteis geometricamente fechados pois podem ocorrer elevados gradientes.

O tamanho do poro requerido (O_{90}) do geotêxtil apenas pode permitir a saída de uma pequena quantidade de areia, caso contrário a estrutura vai sofrer grandes deformações. Na fase de enchimento, caso os elementos sejam preenchidos hidráulicamente, haverá ligeiras perdas de areia mas nada que comprometa a estabilidade futura da estrutura.

Os critérios referidos acima são conservadores e baseiam-se em uma estrutura a descoberto e sujeita a elevadas cargas hidráulicas. Os critérios podem ser ligeiramente relaxados, considerando que as estruturas estarão sujeitas a cargas mais moderadas, adotando aberturas ligeiramente superiores, como por exemplo, $D_{90} < O_{90} < 2 * D_{90}$. Estes critérios são válidos quando a areia ainda se pode movimentar por trás do geotêxtil (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

Tabela 2.2. Critérios de retenção para geotêxteis geometricamente fechados (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

	Areia ($D > 60 \mu\text{m}$)
Carga hidráulica estacionária (corrente)	$O_{90} < 5 * D_{10} * C_u^{\frac{1}{2}}$ ou $O_{90} < 2 * D_{90}$
Carga hidráulica dinâmica (ondas)	$O_{90} < 1.5 * D_{10} * C_u^{\frac{1}{2}}$ ou $O_{90} < D_{90}$

em que O_{90} , diz respeito ao tamanho do poro do geotêxtil que corresponde ao diâmetro médio da fração de areia em que 90% não atravessa o geotêxtil (no método de peneiração por via húmida). D_{10} é o tamanho do peneiro através do qual 10% da areia passa, e C_u o coeficiente de uniformidade da areia.

Os critérios apresentados supõem que há uma certa tensão de confinamento exercida sobre os grãos de areia.

2.3.2.3. Permeabilidade

Em estruturas marítimas constituídas por geotêxteis encapsulados com areia em que o enchimento hidráulico é utilizado, a permeabilidade do geotêxtil assume uma importância acrescida. Ele deve ser suficientemente permeável de forma a permitir a saída da água durante o enchimento. Também não deve impedir o fluxo das águas subterrâneas através da estrutura, por exemplo em estruturas de proteção de pé de talude, em que as pressões acrescidas ao nível dos poros associadas a inclinações acentuadas podem levar à instabilidade da estrutura.

A relação empírica normalmente utilizada é que a permeabilidade do geotêxtil deve ser 10 vezes superior à do solo a ser protegido (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

2.3.2.4. Resistência à tração

Em sistemas de geotêxteis encapsulados com areia, na fase de construção é quando ocorre a maior carga. A resistência à tração do geotêxtil e a resistência das costuras deve ser suficiente para resistir às cargas transmitidas durante o enchimento, transporte e colocação dos elementos.

Considera-se que a deformação total de um geossintético incorpora duas parcelas: deformação das componentes e deformação estrutural. Nos geotêxteis tecidos e outros geossintéticos, a deformação é controlada pelos materiais que a constituem (deformação dos componentes) enquanto que nos geotêxteis não tecidos a deformação depende essencialmente da estrutura do material (deformação estrutural) (das Neves, 2003).

Segundo Bezuijen e Vastenburg (2013), o módulo de rigidez à tração, J , do geotêxtil pode ser obtido em função da sua carga máxima de tração admissível (T_m) e da deformação correspondente, ε_m . A Eq.1 retrata a relação referida.

$$J = \frac{T_m}{\varepsilon_m} \quad (1)$$

A carga máxima de tração admissível do geotêxtil, T_m , corresponde à resistência à tração do geotêxtil. De notar que o módulo de rigidez obtido pela Eq.1 é uma aproximação ao comportamento real da estrutura, visto que, normalmente há uma relação não linear entre a carga de tração e a tensão.

Tabela 2.3. Resistência à tração e a deformação correspondente para diversos tipos de geotêxtil (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Geotêxtil	T_m (kN/m)	$\varepsilon_{m\acute{a}x}$ (%)	J (kN/m)	$T_m * \varepsilon_m$ (kN/m)
Poliéster (PET)	100-1600	8-15	870-16000	8-210
Polipropileno (PP)	40-300	10-15	320-2400	4-45
Polietileno (PE)	20-50	20-30	80-200	4-15
Membrana	7-70	50-100	9-90	4-70

$\varepsilon_{m\acute{a}x}$, é a deformação do geotêxtil aquando da força máxima de tração admissível.

2.3.2.5. Costuras

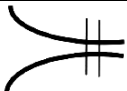
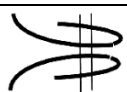
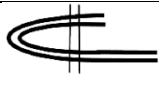

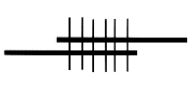
A resistência global destes sistemas é em muitos casos governada pela resistência das costuras, que depende do tipo de costura, tipo de fio e densidade do ponto. Pode fazer variar a resistência do geotêxtil entre 30% a 80%.

Existem cinco tipos de costura usualmente utilizados para geotêxteis, a costura plana, a costura "J", a costura borboleta, a dupla costura "J" e a sobreposição da costura "Z".

A costura mais fácil de conceber, é a costura plana sendo muitas vezes usada para aplicações de menor resistência. É usualmente utilizada em geotêxteis encapsulados com areia quando o fecho é feito no local. A costura "J" é uma costura de alta resistência, que é ideal para tecidos geotêxteis, oferecendo pontos fortes de costura. As costuras borboleta são usadas para geotêxteis muito pesadas onde a dobra "J" não é prática. Uma costura borboleta fornece igualmente pontos fortes como a costura "J". A dupla costura "J" confere maior resistência que a costura "J" simples. A sobreposição de costura "Z" é a que confere maior resistência mas só pode ser feita em fábrica com equipamento especial.

A tabela 2.4 apresenta esquematicamente cada uma das costuras referidas bem como a respetiva resistência relativa à resistência do geotêxtil.

Tabela 2.4. Tipos de costura resistência relativa à do geotêxtil (Adaptado de Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Descrição	Costura	Resistência
Costura plana		30 – 50% da resistência do geotêxtil
Costura Borboleta		40 – 70% da resistência do geotêxtil
Costura J		30 – 60% da resistência do geotêxtil
Dupla Costura J		50 – 70% da resistência do geotêxtil
Sobreposição costura Z		>80% da resistência do geotêxtil

2.3.2.6. DURABILIDADE

A vida útil das estruturas em geossintéticos é regida, principalmente, pela durabilidade do geotêxtil utilizado. Tais propriedades podem sofrer alterações ao longo do tempo devido a diversos fatores, tais como: radiação UV, oxidação, hidrólise química e exposição biológica, danos mecânicos e deformação e/ou relaxamento.

Com o passar do tempo, através da combinação da temperatura e da radiação UV, a oxidação pode ocorrer e levar a fragilização do material geotêxtil. De forma a garantir a qualidade a médio/longo prazo são adicionados antioxidantes e estabilizadores UV ao material, aquando da fabricação.

A hidrólise é outro fenómeno que ocorre quando materiais de geotêxteis de poliéster são colocados em ambiente marítimo, levando à perda da resistência ao longo do tempo. A taxa de hidrólise é muito lenta, mas pode ser acelerada pelo aumento dos níveis de pH.

A presença de produtos químicos e bactérias nas proximidades pode ser prejudicial em certos casos. Por exemplo, o poliéster é sensível a ambientes muito alcalinos e o polipropileno muito afetado por agentes oxidantes fortes.

Sob a ação de cargas aplicadas, contínuas ou esporádicas no tempo, o geotêxtil pode sofrer deformações significativas, o que pode comprometer a estabilidade da estrutura.

Os geotêxteis Polipropileno e Polietileno podem enfraquecer devido à fluência, quando sujeitos a tensões de tração média e durante um período relativamente curto. O Poliéster apresenta uma boa resistência à fluência. No entanto, em sistemas de geotêxteis encapsulados de areia, as cargas de tração ocorrem apenas durante a colocação em obra. Uma vez colocado, as cargas de tensão aplicadas são pequenas e, assim, os efeitos de fluência insignificantes.

Tabela 2.5. Resistência à tração admissível, como percentagem da resistência à tração original, devido à fluência a 20°C (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Geotêxtil	Força máxima percentual devido à fluência		
	2 anos	10 anos	50 anos
Poliéster	75%	70%	60%
Polipropileno	50%	40%	25%
Polietileno	50%	40%	25%

Deve-se ter em conta que ao usar Poliéster na fase de enchimento, os filamentos de geotêxtil sofrem uma abrasão bastante mais significativa que os outros materiais.

Em resumo, segundo Bezuijen e Vastenburg (2013), na escolha do geotêxtil há que ter em conta: Modo de construção; Duração da exposição à radiação UV; Taxa de lixiviação, de antioxidantes e estabilizadores UV; Presença de metais, que podem funcionar como catalisadores para o processo de envelhecimento; Agressividade do ambiente (bactérias, ambiente alcalino ou ácido, etc.) e Tensões a que a estrutura estará sujeita durante a sua vida útil.

2.3.3. CILINDROS EM GEOSSINTÉTICOS EM REFORÇO DE DUNAS E PRAIAS

Na costa portuguesa grande parte dos sistemas dunares encontram-se em estados de degradação avançados. Tendo em conta que as dunas constituem um sistema de proteção natural contra fenómenos de galgamento que ocorrem durante as tempestades, protegendo infraestruturas e áreas agrícolas na sua envolvente, este facto é bastante preocupante. A crescente erosão dunar é devida a diversos fatores naturais como a subida do nível médio das águas do mar que leva a condições de agitação mais severas sobre a estrutura, como também a ações antrópicas, como por exemplo, a construção sobre as dunas (das Neves, 2003).

Consequentemente, há uma necessidade de implementar sistemas de reforço resistentes a médio e longo prazo e que não comprometam o valor paisagístico e ambiental da praia.

Uma possível solução são os sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos, instalados como um núcleo resistente da duna de forma a protege-la contra as diversas ações abrasivas. Depois de

completada a instalação, os tubos são cobertos com areia e muitas vezes é plantada vegetação sobre a duna, conferindo-lhe um aspeto natural.

Existem diversos exemplos de sucesso da utilização desta estrutura como reforço dunar, em todo o mundo. Em Portugal apenas foi aplicado na praia de Moledo do Minho e Ofir, comentadas nos capítulos 3 e 4 respetivamente.

Os cilindros em geossintéticos são sistemas fechados, preenchidos com areia ou por outro material granular. O seu diâmetro varia entre 0.5 m e 5 m e o comprimento entre 25 e 100 m, dependendo do projeto e do local onde a estrutura será implantada (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

A figura 2.10 retrata uma instalação típica de reforço dunar em sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos e a figura 2.11 uma secção transversal do mesmo aquando do enchimento com areia.

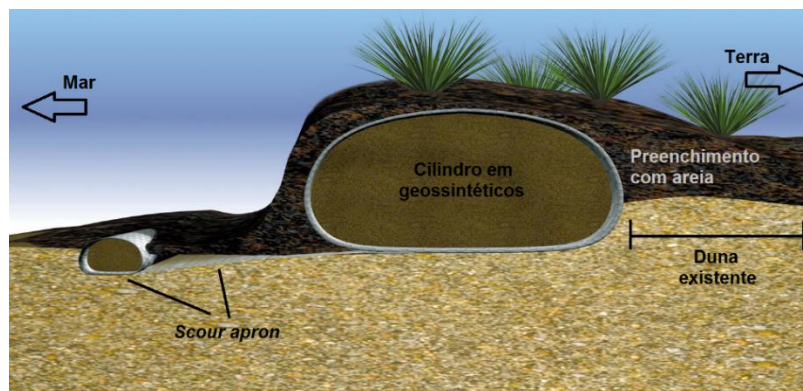


Figura 2.10. Corte transversal da instalação do Mirafi® Geotube® numa típica duna de areia (adaptado de TenCate®).

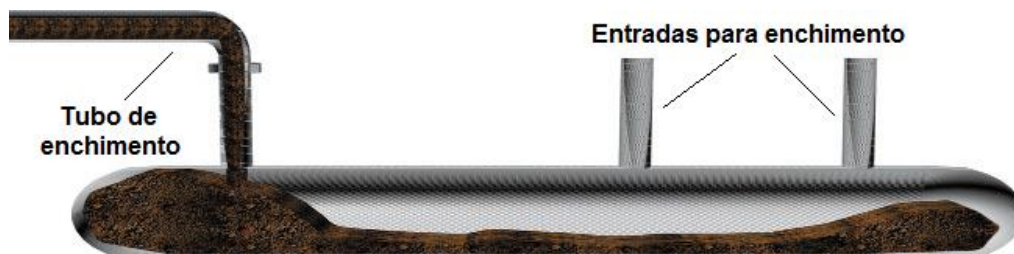


Figura 2.11. Secção longitudinal típica de um Mirafi® Geotube® a ser preenchido com areia (adaptado de TenCate®).

Segundo Bezuijen e Pilarczyk, (2012) esta solução pode ser aplicada nos mais diversos casos:

- Estruturas temporárias, pois são facilmente removidas e de baixo custo;
- Quando a utilização dos materiais comuns, betão e pedra, é desfavorável. Por exemplo recifes para a prática de surf e zonas balneares onde a beleza natural deve ser mantida;
- Casos em que a disponibilidade de pedra não é imediata ou não é desejável o seu uso. Devido a questões ambientais, paisagísticas ou necessidade de grandes quantidades.

De seguida são descritos alguns aspetos de dimensionamento destas estruturas bem como os mecanismos de falha e considerações de segurança. Aspetos como procedimentos de instalação e *scour apron* serão discutidos em detalhe no capítulo 3.

2.3.4. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de uma estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos é um procedimento lento e que obriga a cuidados nas diversas frentes, de forma a adotar a melhor solução que vá ao encontro das exigências do local, exigências construtivas e de segurança e o orçamento a cumprir.

Antes de iniciar qualquer dimensionamento estrutural é essencial escolher o material geossintético a utilizar. Como já foi explicado anteriormente, o material que compõe os sistemas em geotêxteis encapsulados de areia têm que respeitar diversos parâmetros tais como: ser suficientemente permeável de forma a permitir a saída de água durante o enchimento; impedir a saída de partículas do seu interior ao longo da sua vida útil; ser resistente à radiação UV; resistir às pressões exercidas durante o enchimento e resistir a ações localizadas (pedras, galhos afiados, vandalismo, etc.).

De seguida é essencial definir as principais dimensões que a estrutura terá, bem como dos elementos que compõem a estrutura em si. O projetista deve-se basear não só na sua experiência pessoal, mas também na viabilidade construtiva e económica da estrutura e a sua área de aplicação. O processo de dimensionamento a seguir em qualquer obra que utilize sistemas em geotêxtil encapsulado com areia, pode ser consultado na obra de Bezuijen e Vastenburg (2013).

Existem diversas formulações, baseadas em experiências laboratoriais a que se pode recorrer para o dimensionamento de uma estrutura deste tipo.

Wouters (1998), apoiando-se em resultados experimentais obtidos por outros autores, como Porraz (1979), criou uma relação para a estabilidade dos cilindros de geossintéticos. A formulação de Wouters, vem representada na Eq.2.

$$\frac{H_s}{\rho'} = \frac{2.0}{\sqrt{\xi}} \quad (2)$$

H_s , diz respeito à altura de onda significativa, ρ' ao peso volúmico relativo do cilindro e ξ ao número de Ibarren, associado à rebentação da onda (Ferreira, 2014).

Em trabalhos posteriores, como Omerucci *et al.*, (2002) e Antunes do Carmo *et al.*, (2013), foi tido como base a formulação de Wouters (1998). Ambas as formulações estão representadas respetivamente nas Eq. 3 e 4.

$$\frac{H_s}{\rho' D_n} = \frac{2.75}{\sqrt{\xi}} \quad (3)$$

$$\frac{H_s}{\rho' D_n} = \frac{2.5}{\sqrt{\xi}} \quad (4)$$

D_n é o diâmetro nominal do cilindro.

Van Steeg e Vastenburg (2010) analisaram a estabilidade dos cilindros e a migração de areia no seu interior, aquando da ação direta das ondas (das Neves, 2011). Através dos resultados, os autores retiraram uma relação para um determinado cilindro em função da sua altura H , largura da base b , o ângulo de fundação do cilindro β , o peso volúmico relativo do cilindro ρ' , o coeficiente de atrito entre o cilindro e o terreno de fundação ϕ e a altura de onda significativa H_s . Foi também associado a um fator corretivo relativo ao galgamento sobre a estrutura χ , assumindo-se que o deslocamento máximo do cilindro no decorrer de uma tempestade da ordem das 1000 ondas corresponde a 5% da sua largura (das Neves, 2011). A relação referida está retratada na Eq. 5.

$$\frac{H_s \chi}{\rho' \sqrt{b} H (\phi \cos \beta + \sin \beta)} \leq 0.65 \quad (5)$$

Segundo Bezuijen e Vastenburg (2013) é preferível construir uma estrutura com um único cilindro mas com um diâmetro relativamente grande do que uma sobreposição de cilindros de menores dimensões.

Esta condição não pode ser encarada como uma verdade absoluta. Dependendo do largura de praia disponível, do desnível do perfil de praia e por razões de produtividade de enchimento do cilindro, pode-se mostrar benéfico ou até mesmo necessário optar por uma sobreposição de cilindros de menores dimensões ao invés de um único cilindro de menor diâmetro.

De forma a definir o número de elementos necessários para um projeto particular devem ser tidas em conta as dimensões do cilindro após o seu enchimento. As formulações expostas nas Eq.6 e 7 podem ser utilizadas para uma estimativa inicial das dimensões do cilindro cheio (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

$$H \geq (1 - \sqrt{1 - f}) D \quad (6)$$

$$W \leq H + 12 \pi (D - H) \quad (7)$$

H representa a altura estimada do cilindro após enchimento, f diz respeito à percentagem de enchimento, D é o diâmetro do cilindro com um enchimento total e W representa a estimativa da largura máxima do cilindro após enchimento. Na Figura 2.12, estão retratadas as referidas variáveis, de forma a melhor compreender o seu significado.

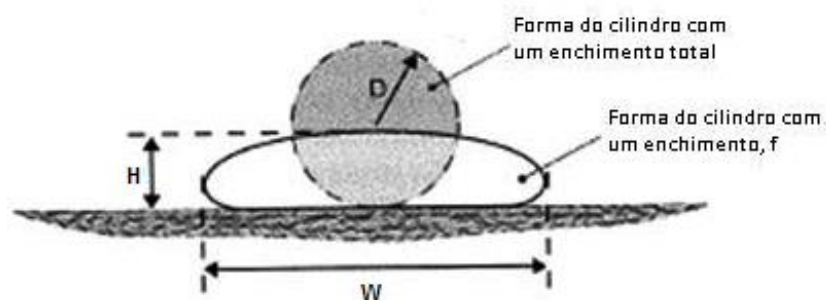


Figura 2.12. Estimativa inicial dos elementos de um cilindro em geotêxtil (Adaptado de Bezuijen e Vastenburg, 2013).

A tabela 2.6, resultante do trabalho de Bezuijen e Van Steeg (2009), mostra as dimensões do cilindro para percentagens de enchimento entre 60 a 100%, em função do raio de um cilindro totalmente cheio, R, ou seja com uma percentagem de enchimento de 100%.

Tabela 2.6. Dimensões do cilindro em geotêxtil para várias percentagens de enchimento (adaptado de Bezuijen e Vastenburg, 2013).

f (%)	100	95	90	85	80	75	70	65	60
W (m)	2.00R	2.28R	2.40R	2.49R	2.56R	2.63R	2.69R	2.74R	2.79R
H (m)	2.00R	1.39R	1.42R	1.29R	1.17R	1.07R	0.98R	0.89R	0.81R

Uma outra formulação, que retrata os parâmetros que relacionam o diâmetro do tubo com as dimensões do tubo depois do enchimento vem apresentada na figura 2.13 e na tabela 2.7. São dados fornecidos pela TenCate e citados por das Neves (2011). Estas relações foram as que serviram de base para a modelação física em modelo reduzido na presente dissertação.

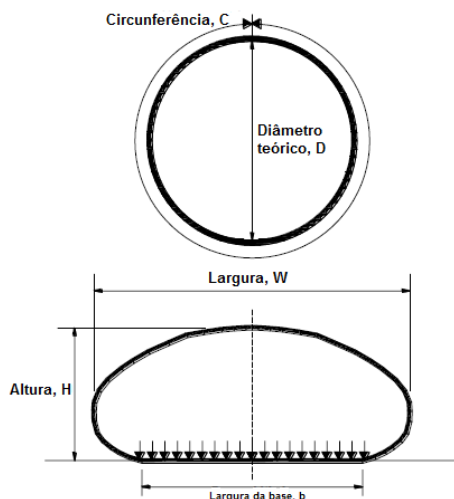


Figura 2.13. Características geométricas relevantes dos Geotubos® (adaptado de TenCate).

Tabela 2.7. Relações geométricas dos Geotubos® antes e após o enchimento (adaptado de TenCate).

Parâmetros	Com respeito ao diâmetro, D	Com respeito à circunferência, C
Largura de enchimento	$W \sim 1.4 D$	$W \approx 0.45 C$
Largura da base de contato	$b \sim 0.9 D$	$b \approx 0.29 C$
Área da seção transversal	$A \sim 0.65 D^2$	$A \approx 0.07 C^2$
Tensão vertical média na base	$\sigma'_v \sim 0.72 \gamma_e D$	$\sigma'_v \sim 0.24 \gamma_e C$

γ_e diz respeito ao peso volúmico do material de enchimento.

2.3.5. MECANISMOS DE FALHA E CONSIDERAÇÕES DE SEGURANÇA

Neste tipo de estruturas, podem ocorrer diversos mecanismos de rutura que devem ser tidos em conta aquando do seu projeto. Estes podem ser devidos a ações internas do geotêxtil ou a ações externas.

Segundo das Neves (2011) e Bezuijen e Vastenburg (2013) e citados por Ferreira (2014), podem ocorrer diversos tipos de ruturas, tais como:

- Rutura do geotêxtil decorrente do excesso de pressão durante o enchimento;
- Rutura do geotêxtil nas costuras, resultante de uma baixa capacidade de resistência das mesmas;
- Rolamento do cilindro em geotêxtil aquando do enchimento;
- Instabilidade do cilindro, devido à ação direta das ondas;
- Erosões localizadas ao nível da fundação do cilindro em geossintéticos;
- Saída de material do interior através do geotêxtil;
- Fenómenos de migração da areia no interior do cilindro.

Das Neves (2011) cita alguns fatores que podem conduzir a estes modos de rutura, tais como: percentagem de enchimento; coeficiente de atrito entre o cilindro e o terreno de fundação; inclinação do talude de fundação; estados de agitação locais e posicionamento (orientação segundo a direção da agitação, entre outros).

Tendo presente todos estes fatores que podem levar à instabilidade da estrutura, bem como dos modos de rutura que lhes estão associados, é iminente adotar medidas que promovam a sua diminuição, de forma a estrutura ter o desempenho pretendido durante a vida útil para que foi projetada.

Apesar de ainda não ter sido desenvolvido um método probabilístico de confiança no que toca à segurança dos cilindros em geossintéticos, usualmente na fase de projeto é usado um fator de segurança na ordem dos 1.1 a 1.2. Durante a fase de enchimento, o geotêxtil devido à abrasão da água-areia pode ser enfraquecido, usando-se normalmente um fator substancial de redução do efeito de força de 1.25 (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Depois de definido o material geotêxtil a utilizar, bem como as dimensões e disposições dos elementos que constituem a estrutura em cilindros de geossintéticos, devem ser avaliados diversos parâmetros, tais como a força de tensão requerida ao geotêxtil e a resistência que deve ter se estiver em contacto direto com o embate das ondas e a ação das correntes marítimas. Estes aspetos estão retratados em detalhe na obra de Bezuijen e Vastenburg, 2013.

3

EROSÃO LOCALIZADA EM ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

3.1. ENQUADRAMENTO

A implantação de estruturas de defesa costeira acarreta custos bastante elevados, económicos, sociais e ambientais. No que concerne ao custo económico, durante a fase de construção, devido à grande envergadura destas obras, é necessário utilizar equipamentos de grandes dimensões e capacidade a que estão associados elevados custos e também mão-de-obra especializada. Durante a sua vida útil, na maioria dos casos têm que sofrer ações de reparação devido às fortes condições a que estão expostas.

Sendo a erosão localizada, nomeadamente as infraescavações, a principal causa da rutura total ou parcial das estruturas costeiras é de carácter urgente descobrir metodologias que promovam a eliminação ou pelo menos a minoração dos efeitos das mesmas sobre estas estruturas, que em obras futuras devem ser implementadas logo na fase do projeto, de forma a evitar custos elevados em reparações ou beneficiações futuras. A figura 3.1. ilustra de forma simplificada a variação do nível de degradação das estruturas ao longo do tempo, definindo as alturas ideais para intervir.

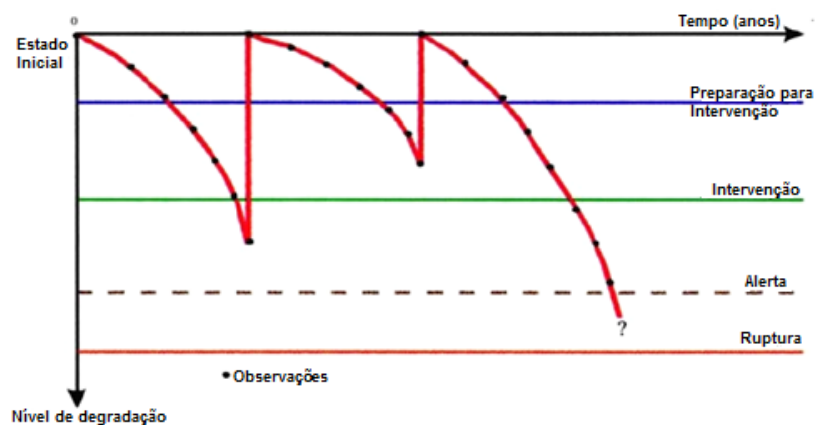


Figura 3.1. Fases de degradação das estruturas marítimas e respetivos intervalos de tempo para intervenção (Veloso-Gomes, 2007b).

No que respeita aos cilindros em geossintéticos existem algumas soluções que podem ser aplicadas em conjunto com o sistema de confinamento, mas a única que está a ser atualmente utilizada e que vai ser objeto de estudo na presente dissertação é o *scour apron*, que vai ser descrito mais à frente.

3.2. EROSÃO LOCALIZADA

As estruturas construídas em ambiente marinho estão sujeitas a condições bastante exigentes, resultantes da ação dominante da agitação marítima (escoamento oscilatório) e da conjugação de diversos fenómenos como o espraçamento, o empolamento, a rebentação, o refluxo, a refração, a reflexão, os galgamentos, etc. A presença de correntes pode conduzir a um sério agravamento dos fenómenos erosivos, apesar da notável dominância da agitação (Sumer e Fredsøe, (1997)). Todas estas condições favorecem a ocorrência de erosões localizadas, que contrariamente à erosão global têm impacto direto sobre as estruturas na medida em que ocorre na proximidade das mesmas. As próprias estruturas têm implicações com as características e amplitudes das erosões nas suas proximidades.

Este tipo de erosão para além de poder ocorrer em meio marítimo pode ocorrer também em meio fluvial. Em meio fluvial a complexidade dos mecanismos físicos e da interação do escoamento com os sedimentos de fundo é significativamente inferior pois aqui o escoamento é, globalmente, unidirecional e homogéneo facilitando muito a análise do transporte sedimentar.

O estudo destes fenómenos erosivos torna-se prioritário na medida em que são os principais responsáveis pela rutura de grande parte das estruturas de defesa costeira, através do aparecimento de infraescavações. No caso de estruturas de talude, provoca o deslizamento dos blocos do manto resistente. Em estruturas verticais diminui o fator de segurança ao derrubamento e no caso das estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos leva ao deslizamento dos cilindros inferiores. Em todos os casos podem conduzir à rutura total ou parcial da estrutura.

Quando as estruturas estão localizadas a maiores profundidades, a ação das correntes pode ser mais significativa que a agitação marítima. Então a evolução da fossa dá-se de forma gradual, contrariamente aos casos em que a estrutura se encontra nas zonas de rebentação em que no caso de ocorrência de um temporal a fossa de erosão aumenta significativamente (Moreira das Neves, 2014).

Segundo Sumer e Fredsøe (2000) as erosões localizadas são controladas por um conjunto reduzido de grandezas físicas:

- Altura de onda incidente, H_I ;
- Período de onda, T ;
- Profundidade de água junto à estrutura, p ;
- Rugosidade do fundo, definida pela dimensão característica dos sedimentos, d ;
- A massa volúmica da água, ρ ;
- A viscosidade cinemática da água, ν .

Como já foi referido para além das características de agitação, do fluido e da localização da estrutura (grandes ou pequenas profundidades / longe ou perto da costa) as características físicas da mesma influem no próprio comportamento das erosões localizadas. Segundo Burchart e Hughes (2001), no que respeita às características físicas da estrutura, a tipologia e amplitude das erosões localizadas pode ser afetada por:

- Inclinação dos taludes;
- Porosidade;
- Permeabilidade;
- Rugosidade;
- Alinhamento em planta;
- Forma da cabeça.

As erosões localizadas são fenómenos que estão sempre associados a estruturas marítimas que por sua vez alteram os mecanismos hidrodinâmicos naturais na sua proximidade. Algumas formas de alteração destes mecanismos foram referidos por Sumer e Fredsøe, (2000), entre elas:

- Contração do escoamento;
- Aparecimento de vórtices;
- Geração de turbulência;
- Reflexão;
- Difração;
- Rebentação.

Por conseguinte, a capacidade de transporte sólido vê-se agravada por estas alterações, uma vez que se verifica o aumento da velocidade de escoamento e das velocidades orbitais das partículas de fundo. O transporte sólido pode ser feito no modo suspenso, no caso de sedimentos mais finos, normalmente associado a fenómenos de rebentação da onda que através da geração de elevados níveis de turbulência colocam os sedimentos em suspensão, favorecendo o seu transporte. O transporte de sedimentos pode também ser feito no modo de arrastamento, no caso dos sedimentos de maiores dimensões.

Os fenómenos enumerados podem funcionar isolados ou simultaneamente. Apesar disso, a sua influência é frequentemente expressa pelo fator de amplificação da tensão de arrastamento, α , graças à presença da estrutura, o qual é definido através da relação retratada na Eq.8 (Sumer e Fredsøe, (1997)).

$$\alpha = \frac{\text{máx}(\tau_0)}{\tau} \quad (8)$$

Este fator relaciona de forma direta a tensão máxima de arrastamento na vizinhança da estrutura, $\text{máx}(\tau_0)$ com a tensão de arrastamento natural, τ , na ausência da estrutura. Qualquer um destes fenómenos, ou a conjugação de todos, pode promover o aumento ou diminuição da tensão de arrastamento. De notar que à medida que se considera uma área mais afastada da estrutura, o escoamento vai retomando gradualmente as suas características naturais e a intensidade da tensão de arrastamento vai diminuindo.

De forma a determinar o início do movimento dos sedimentos, é usualmente utilizado o critério de Shields, θ_{cr} , baseado na tensão crítica de arrastamento, segundo o qual os principais intervenientes que têm influência neste movimento podem ser agrupados em dois parâmetros adimensionais principais. O primeiro é o parâmetro de Shields, θ , em que o respetivo valor crítico, θ_{cr} , é obtido pela Eq.9.

$$\theta_{cr} = \frac{U_{cr}^*}{g(s-1)d_{50}} = f(Re) \quad (9)$$

em que $U_{cr}^* = \tau_{cr}/\rho$ diz respeito à velocidade de atrito crítica, τ_{cr} é a tensão crítica de arrastamento, $s = \rho_s/\rho$, sendo ρ_s a massa volúmica dos sedimentos e ρ a massa volúmica da água, g é a aceleração gravítica e d_{50} ao diâmetro mediano dos sedimentos. Pode-se representar o movimento dos sedimentos a nível global, $\tau_0 > \tau_{cr}$, ou a nível local $\tau_0 > \tau_{cr}/\alpha$ (Fredsøe e Sumer, 1997). O segundo parâmetro é o número de Reynolds, Re , obtido pela Eq. 10.

$$Re = \frac{U_{cr}^* d_{50}}{\vartheta} \quad (10)$$

onde ϑ representa o coeficiente da viscosidade cinemática da água. O modo de movimento dos sedimentos pode ser conhecido pela análise da curva de Shields, representada na figura 3.2, que relaciona o parâmetro de Shields com o número de Reynolds. A curva representa o limiar do início do movimento dos sedimentos. Os pontos posicionados na zona acima desta dizem respeito a condições de escoamento em que ocorre o movimento dos sedimentos, enquanto os pontos localizados na zona abaixo

da curva correspondem a escoamentos em que não se verifica movimento de sedimentos do leito (Carvalho *et al.*, 2007).

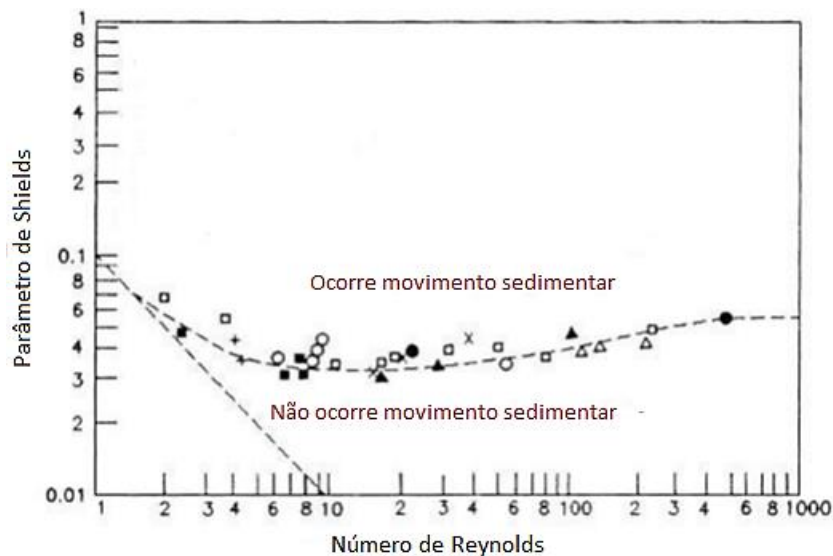


Figura 3.2. Diagrama de Shields (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).

O transporte de sedimentos pode ser feito de duas formas distintas, ou seja, em suspensão ou por arrastamento. O movimento por arrastamento está essencialmente dependente da configuração da camada limite e dá-se quando a tensão no fundo é superior à tensão crítica de arrastamento, neste caso, os sedimentos começam a rolar ou a arrastar-se. O transporte em suspensão é basicamente controlado pelo movimento turbulento relativo à tensão de arrastamento total de fundo e atinge-se facilmente quando a tensão de arrastamento é superior à tensão de arrastamento crítica dos sedimentos. Neste caso o volume de transporte atinge valores elevados devido ao choque entre os sedimentos (Bezerra, 2008).

Na zona de rebentação é atingido o valor máximo de sedimentos em suspensão (Burchart e Hughes, 2001).

As erosões localizadas poderiam não ser um problema tanto no que toca a estabilidade das estruturas mas também à fixação da linha de costa se as erosões e deposições de areia agissem em conjugação perfeita, isto é, se na ocorrência de um processo erosivo estivesse sempre associado um processo de deposição. Este fenómeno não acontece junto das estruturas marítimas pois estas têm um impacto direto sobre os mecanismos hidrodinâmicos, levando a que ocorra de forma sequencial fenómenos de erosão e deposição de sedimentos na sua envolvente.

Ao longo dos anos, muitos estudos foram elaborados com o intuito de procurar respostas relativamente aos fenómenos precursores e às características das erosões localizadas para os vários tipos de estruturas, muitos destes fundamentados em extensos trabalhos laboratoriais, tais como: Sumer e Fredsøe, 1997; Sumer e Fredsøe, 2000; Sumer *et al.*, 2000; Sumer *et al.*, 2001; e Sumer *et al.*, 2005. Existem já várias metodologias possíveis de serem consultadas e aplicadas à maioria das estruturas de defesa costeira aquando da realização de um projeto deste tipo, com o objetivo de reduzir os efeitos nocivos das erosões localizadas.

Relativamente às estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos, uma das medidas adotadas é o *scour apron*. Embora já tenha sido aplicado em diversas obras não existem ainda

disposições construtivas associadas a este complemento. Por este motivo, são notoriamente necessários os testes em modelo reduzido destas estruturas que vão ser realizados.

3.3. AGITAÇÃO MARÍTIMA NA ZONA DE REBENTAÇÃO

As estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos na maioria das vezes encontram-se na zona de espraimento. Mas nas alturas mais críticas do ano, com as marés vivas, com a subida do nível médio das águas do mar por ação das marés meteorológicas, e elevadas alturas de onda esta zona de localização pode converter-se na zona de rebentação. Tanto a dissipação de energia que ocorre durante o processo de rebentação como o subsequente movimento do fluido são bastante significativos no que toca aos processos de evolução morfológica, à estabilidade da própria estrutura e ao transporte e dispersão dos materiais em suspensão.

A zona de rebentação é a zona de águas pouco profundas onde as ondas acabam por dissipar a maior parte da energia que lhes tinha sido transferida na sua formação pelo vento, ocorrendo também percolação e modificações no perfil de praia. No fenómeno de rebentação, o movimento das partículas de água deixa de ser irrotacional e passa a ser o resultado da sobreposição de múltiplos movimentos, que podem ser compostos por vórtices de grande escala, movimentos de baixa frequência, "bores" turbulentos e escoamentos médios longitudinais e transversais. A esta mudança está associada uma transferência de energia que deixa de ser ordenada, tornando-se turbulenta. Sendo a energia de onda maioritariamente dissipada por turbulência, a energia restante pode ser convertida através do processo de espraimento, em energia potencial, ou por atrito no fundo, em calor. A energia não dissipada neste processo é posteriormente refletida pela praia. A altura de onda, após a rebentação, é consideravelmente reduzida na sua propagação até à costa.

Para além de a rebentação da onda ser o fenómeno dominante na zona de rebentação, contribuindo de forma significativa para o transporte litoral de sedimentos é ademais responsável pela alteração do nível médio da superfície livre da água (Figura 3.3), isto é, pela geração de uma sobrelevação ("set-up"), de valor máximo sobre a linha de costa, e de uma sub-elevação ("set-down") em virtude do empolamento das ondas (da Silva, 2010).

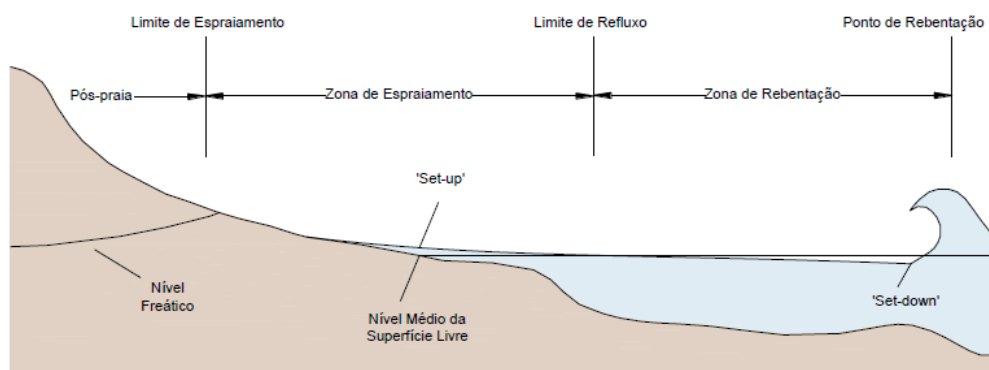


Figura 3.3. Definição esquemática da zona de rebentação e espraimento das zonas de superfície (adaptado de Elfrink e Baldock, 2002).

Resultado das baixas profundidades e de elevados níveis de turbulência, o movimento dos sedimentos de fundo viu-se facilitado dando origem a um transporte sedimentar intenso.

3.4. EROSIÃO LOCALIZADA NO PÉ DOS CILINDROS EM GEOSSINTÉTICOS

As estruturas de defesa costeira são na maioria dos casos implantadas em fundos móveis. A estes se devem os maiores problemas de instabilidade da própria estrutura na medida em que são formados por sedimentos finos que podem ser facilmente transportados pelas correntes, caso a estrutura se encontre em águas profundas, ou pela rebentação no caso de estruturas localizadas junto à costa. Esta perda gradual de sedimentos ao nível da fundação das estruturas pode levar à sua rutura total ou parcial. Sendo os estudos realizados até hoje sobre este fenómeno muito reduzidos, particularmente para estruturas cilíndricas, é muito importante a observação e a análise em modelo reduzido.

Relativamente aos cilindros de geossintéticos, dependendo da sua extensão ao longo da costa e da interação da agitação marítima com os sedimentos pode ocorrer uma perda gradual de areia da cama do sistema de confinamento ou perdas de areia pontuais em áreas de menor dimensão dando origem a cavidades. Em ambos os casos diz-se que ocorreu o fenómeno denominado infraescavação, figura 3.4, onde b diz respeito à largura da base do cilindro em geossintéticos em contacto com o solo.

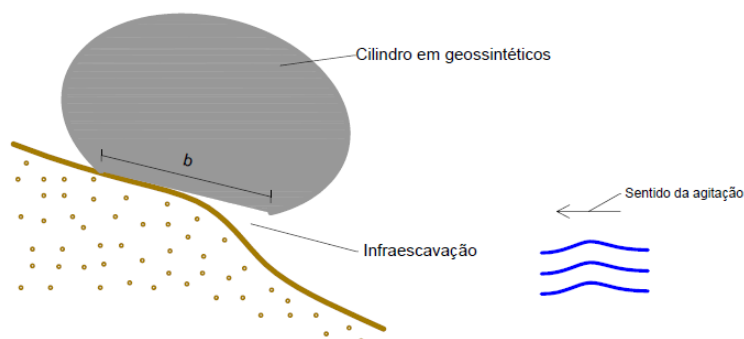


Figura 3.4. Infraescavação na base de uma estrutura em cilindros de geossintéticos.

Quando a fundação onde está apoiado o cilindro não é suficientemente estável, a geratriz inferior do mesmo não se encontra a profundidades suficientes e ocorrem condições de agitação marítima muito energéticas e níveis de maré médios/elevados é uma questão de tempo até que se verifiquem estes fenómenos levando a situações de instabilidade e até mesmo à ruína da estrutura. A cavidade ou fossa de erosão pode evoluir num curto período de tempo quando ocorre um temporal, a que estão associadas condições de agitação mais energéticas, ou de forma gradual. Posteriormente ocorre a deformação e o deslizamento dos cilindros ou mesmo a sua rutura, deixando estes de ter capacidade de cumprir a sua função, ocorrendo galgamentos e consequentemente danos nas zonas da costa que supostamente deveriam proteger.

Em zonas costeiras sujeitas a estados de agitação muito variados e que podem atingir alturas de onda elevadas, como no caso de Ofir mencionado no capítulo 4, é muito provável que ocorram episódios cíclicos deste fenómeno erosivo. Portanto é necessário adotar medidas de forma a atenuá-lo ou se possível evitá-lo.

Muitos outros fatores podem levar à instabilidade da estrutura como:

- Rasgos no sistema de confinamento, que podem ser por ação humana (casual ou propositada) ou por ação natural como o contacto com pedras e ramos afiados de árvores. Na figura 3.5 pode ver-se o caso de um Geotube® colocado em Gilchrist West que sofreu rutura localizada;
- Sobreposição defeituosa das juntas durante o processo construtivo;
- Enchimento excessivo do sistema de confinamento gerando elevadas tensões internas.



Figura 3.5. Perfuração de um *Geotube®* em Gilchrist West (Gibeaut J. *et al.*, 2001).

Na presente dissertação vai ser objeto de estudo apenas o problema das infraescavações.

3.5. MECANISMOS DE PROTEÇÃO CONTRA INFRAESCAVAÇÕES – *SCOUR APRON*

3.5.1. ENQUADRAMENTO

Os sistemas de proteção costeira em cilindros de geossintéticos poderão ser uma solução bastante económica e de impacto paisagístico reduzido. Comparativamente às estruturas em pedra e betão existe uma necessidade eminente de combater a situação das infraescavações, de forma a torná-la uma opção viável a médio e longo prazo.

A solução que tem vindo a ser aplicada nos últimos anos é uma estrutura complementar ao sistema de confinamento denominada por *scour apron*. Este consiste num “filtro” rematado em forma de tubo com o mesmo tecido do cilindro e cozido a este. O *scour apron* tem como objetivo proteger a base de fundação em relação a futuras infraescavações da camada sedimentar adjacente.

Na figura 3.6 pode visualizar-se um esquema simplificado desta estrutura, dotado de *scour apron* de ambos os lados do sistema de confinamento e na figura 3.7 apenas de um dos lados.

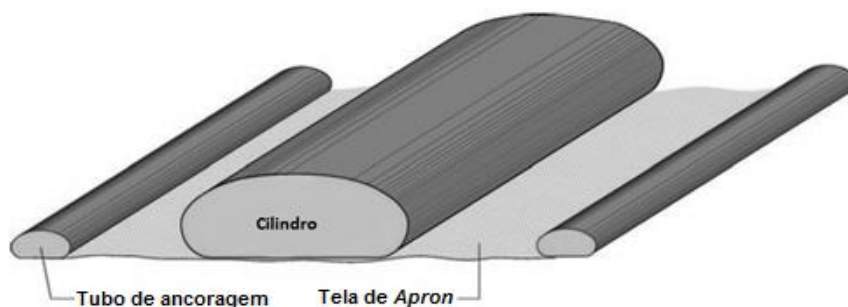


Figura 3.6. Cilindro de geossintético dotado de *scour apron*, em ambos os lados – mar e terra (adaptado de HUESKER®).

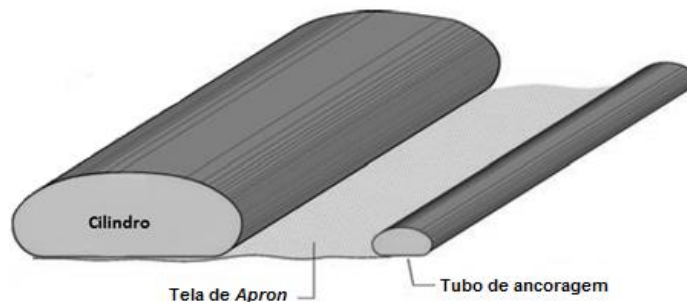


Figura 3.7. Cilindro de geossintético dotado de *scour apron*, apenas em um dos lados – mar (adaptado de HUESKER®).

Este tipo de solução de estabilização da costa poderá ser implementado em três zonas distintas, como se pode visualizar na figura 3.8,

- Em terra, com o intuito de criar dunas artificiais;
- Na praia, de forma a promover o engordamento da praia e consequente proteção dunar;
- No mar, funcionando como um quebramar destacado.

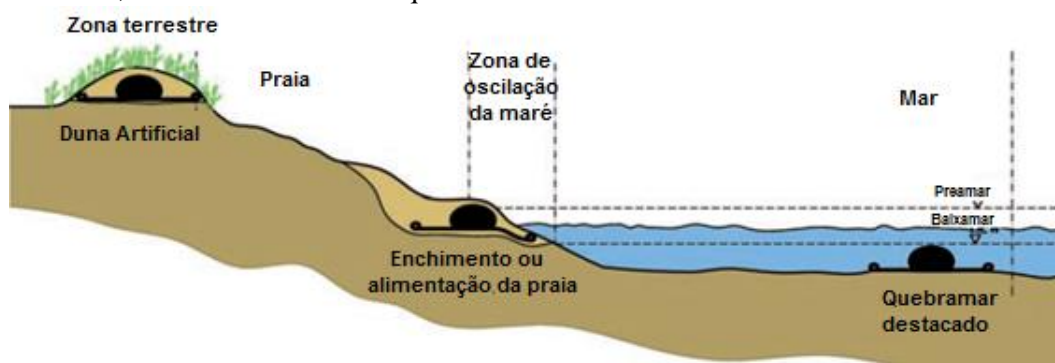


Figura 3.8. Soluções de estabilização paralelas a linha de costa utilizando cilindros em geossintéticos dotados de *scour apron* (adaptado de HUESKER®).

Apesar de em todas as alternativas ter como objetivo funcionar como obstáculo ao avanço do mar, na maioria dos casos torna-se benéfico optar por uma ao invés das restantes por motivos de morfologia da costa, impacto paisagístico, orçamento disponível e muitos outros fatores.

Em ambientes costeiros menos energéticos este tipo de estrutura pode ser também aplicado como núcleo de quebramares e esporões, constituindo uma solução reversível face às estruturas em pedra e betão. A figura 3.9 representa de forma simples e esquemática este caso.

Outro exemplo de aplicação do *scour apron*, também em ambientes pouco energéticos, é ao nível da base dos sacos em geossintéticos colocados na zona de espraimento para proteção de dunas ou simplesmente para impedimento ao avanço do mar. Este caso está esquematizado na figura 3.10.

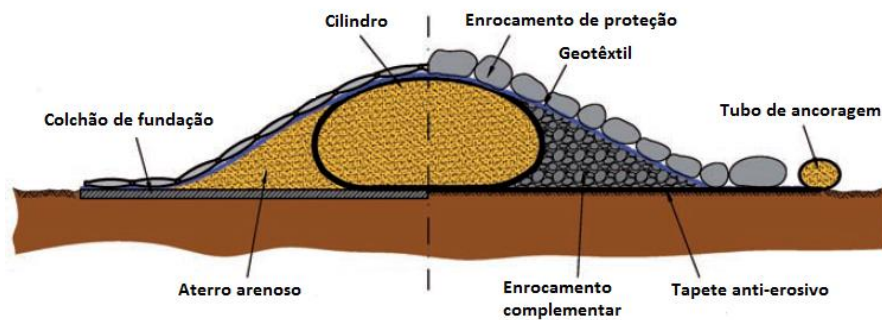


Figura 3.9. Corte transversal esquemático de um cilindro de geossintéticos dotados de scour utilizado como núcleo de quebramar ou espigão (adaptado de HUESKER®).

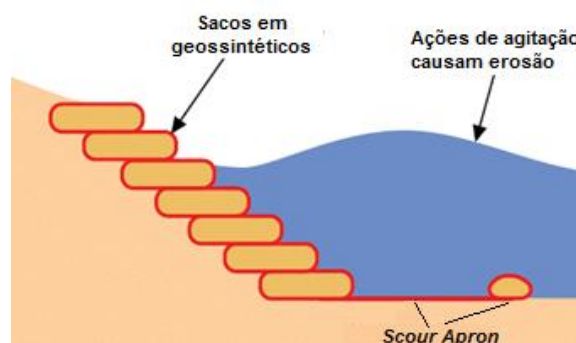


Figura 3.10. Sacos em geossintéticos, Geobag®, dotados de *scour apron* na base (adaptado de TenCate®).

Na presente dissertação será estudado em detalhe apenas o caso particular de estruturas em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* que se encontram na zona da praia funcionando como reforço dunar, em particular o caso de Ofir.

3.5.2. PROCEDIMENTO DE INSTALAÇÃO DE UMA ESTRUTURA CILÍNDRICA

O cilindro em geotêxtil é entregue no local de construção enrolado numa tubagem em aço (Bezuijen e Vastenburger, 2013). O *scour apron*, composto pela tela de ancoragem e pelo respetivo tubo de ancoragem incorporado, pré-fabricado, são entregues em obra da mesma forma que o cilindro em geossintéticos.

Em primeiro lugar, é feita a cama de fundação, tanto do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos como do *scour apron*, figura 3.11. De seguida, é desenrolada a tela de ancoragem rematada com o tubo de ancoragem, sob as respetivas camas de fundação. O cilindro é depois colocado e desenrolado no devido lugar com as respetivas entradas para enchimento, centradas e localizadas na parte superior do cilindro, conforme representado na figura 3.12. As entradas para o enchimento têm aproximadamente um diâmetro de 0.5 m, com espaçamento entre elas na ordem dos 15 m. No caso de em projeto se notar necessário recorrer a um maior número de entradas, esta distância pode ser encurtada (Bezuijen e Vastenburger, 2013). A tela prolonga-se por debaixo do cilindro até aos taludes e é devidamente amarrada a este.

Segue-se o processo de enchimento, que é semelhante tanto para os cilindros como para os tubos de ancoragem. Nas duas estruturas implantadas em Portugal até à data, o enchimento do tubo de ancoragem foi feito em primeiro lugar. Este pode ser realizado através da bombagem hidráulica de uma mistura de

areia e água, conforme é observado através da figura 3.13 ou então recorrendo a uma tremonha e a uma colher. Geralmente o rácio é 1 (areia) para 4 (água) ou então 1:5. A água que entra inicialmente na bombagem vai ser expulsa pelo tecido, graças à elevada permeabilidade do material geossintético, mas também através das entradas de enchimento, embora em menor escala. A percentagem de preenchimento do cilindro em geossintético é normalmente na ordem de 70 a 80% da área circular teórica, levando a que a altura de enchimento seja cerca de metade da largura do cilindro. A menor percentagem de enchimento estão associados cilindros mais “achatados”, com tendência ao rolamento significativamente inferior, logo com comportamento mais favorável a longo prazo perante erosões localizadas. Por outro lado, cilindros com menores alturas podem não responder de forma satisfatória a possíveis situações de galgamentos. Uma menor percentagem de enchimento facilita o movimento da areia dentro do cilindro levando a deformações neste (Kriel, 2012). Um aumento da percentagem de enchimento, aumenta as forças de tensão no tecido de geotêxtil, levando ao aumento da probabilidade de ocorrência de rolamento do cilindro em geossintéticos quando colocado numa fundação inclinada. De forma a combater este problema, na zona adjacente ao cilindro poderá existir uma ligeira sobrelevação, geralmente denominada “pescoço de cavalo”, que para além de promover uma defesa complementar ao *scour apron* contra infraescavações, funciona como impedimento ao rolamento do cilindro. Na figura 3.14 está representado o aspeto da estrutura depois do enchimento do tubo de ancoragem, em que é bem perceptível o pescoço de cavalo referido.

Posteriormente poder-se-á proceder à colocação e fixação de uma tela geossintética para proteção da superfície superior do cilindro contra a cravação de elementos metálicos e outras ações perfuradoras, geralmente cor de areia. Esta tela não tem apresentado resultados satisfatórios nas obras onde tem sido colocada, na maioria dos casos degrada-se facilmente e solta-se da própria estrutura. Estas situações devem-se ao contacto com elementos aguçados, como galhos e pedras de grandes dimensões e devido a falhas na altura de construção em que a tela não foi devidamente presa ao sistema de confinamento.

Por fim, procede-se ao devido recobrimento em areia de toda a estrutura.



Figura 3.11. Cama de fundação do cilindro em geossintéticos e *scour apron* executados em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014 (Veloso Gomes, 2014).



Figura 3.12. Colocação do cilindro em geossintéticos e scour apron em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014 (Veloso Gomes, 2014).



Figura 3.13. Zona de captação da água salgada para o enchimento do cilindro em geossintéticos e do tubo de ancoragem, por bombagem hidráulica, em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014 (Veloso Gomes, 2014).



Figura 3.14. Aspecto da estrutura após enchimento do tubo de ancoragem por bombagem hidráulica em Moledo do Minho, 1 de Julho de 2014 (adaptado de Veloso Gomes, 2014).

Durante todo o processo de instalação é de extrema importância ter em atenção as zonas de sobreposição das juntas tanto do cilindro em geossintéticos como do *scour apron*, sendo aconselhável a sobreposição das mesmas de forma a evitar erosões localizadas. É aconselhável também a correta monitorização ao longo da vida útil da obra.

A construção de uma estrutura costeira em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* está dependente de todo o processo de enchimento. É nesta fase que são exercidas as maiores forças ao nível do geotêxtil. É assim, essencial compreender os conceitos de capacidade de bombagem e de velocidade de enchimento para perceber este conceito (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

3.5.2.1. Capacidade e velocidade de bombagem

O enchimento tanto do cilindro como do tubo de ancoragem é geralmente feito através de uma tubagem sob pressão. O diâmetro do tubo está intimamente relacionado com a sua capacidade e velocidade de bombagem. Por sua vez, a velocidade de bombagem está dependente também da qualidade de areia (granulometria) a ser usada neste processo e do diâmetro do tubo. A capacidade de bombagem, que diz respeito à quantidade de areia que entra no equipamento de bombagem num determinado período de tempo, está também relacionada com diversas variáveis, das quais, a velocidade de bombagem, o diâmetro e comprimento do tubo de enchimento e a resistência exercida pelo tubo tem de ser ultrapassada (Ferreira, 2014).

Na fase do projeto é essencial conhecer a curva de distribuição das dimensões dos grãos da areia a ser utilizada de forma a ser possível determinar o respetivo diâmetro médio. O método mais simples para avaliar o diâmetro médio dos grãos de areia $D_{méd}$, é formulado na Eq. 11,

$$D_{méd} = \frac{D_{10} + D_{20} + D_{30} + D_{40} + D_{50} + D_{60} + D_{70} + D_{80} + D_{90}}{9} \quad (11)$$

em que D_{10} , representa o tamanho de grão em que 10% da amostra passou, D_{20} diz respeito ao tamanho dos grãos em que 20% da amostra passou e assim sucessivamente.

Após determinar o diâmetro médio dos grãos, e conhecendo o diâmetro do tubo (ϕ_{tubo}), é possível determinar a velocidade mínima para que não ocorram deposições de areia no tubo. Esta velocidade é denominada, velocidade crítica de bombagem. Bezuijen e Vastenburg (2013), fizeram referência ao trabalho de Führboter *et al.*, que desenvolveu uma forma de conhecer a velocidade crítica de bombagem para diferentes valores de diâmetro do tubo e diâmetro médio do grão. De notar que este método é de natureza experimental. A partir da tabela 3.1 é possível obter a velocidade crítica de bombagem, em função dos parâmetros referidos acima.

Tabela 3.1. Velocidade crítica de bombagem em função do diâmetro da tubagem e da granulometria da areia. (Adaptado, Bezuijen e Vastenburg, 2013).

$D_{méd} (\mu m)$	Granulometria da areia	$\phi_{tubo} (m)$				
		0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
100	Fina	2.40 m/s	2.59 m/s	2.77 m/s	2.94 m/s	3.10 m/s
200	Média/Fina	3.09 m/s	3.34 m/s	3.57 m/s	3.78 m/s	3.99 m/s
300	Média	3.43 m/s	3.71 m/s	3.96 m/s	4.20 m/s	4.43 m/s

Usualmente, não se usa a velocidade crítica de bombagem como velocidade mínima de bombagem, mas sim um valor de 0.5 m/s superior a esta, de forma a garantir uma maior segurança no que toca à eficácia de bombagem. Assim, a velocidade mínima de bombagem, $V_{mínima}$ (m/s), é obtida pela Eq.12 a seguir representada.

$$V_{mínima} = V_{crítica} + 0.5m/s \quad (12)$$

Através da tabela 3.2, pode encontrar-se, para um rácio de areia e água de 1:5, diferentes capacidades de bombagem para as diferentes velocidades mínimas de bombagem obtidas pelo acréscimo de 0.5 m/s às velocidades críticas de bombagem representadas na tabela anterior.

Tabela 3.2. Capacidade de bombagem (caudal) em função do diâmetro da tubagem e da granulometria da areia, para as diferentes velocidades mínimas de bombagem, para um rácio de 1:5 (adaptado de Bezuijen e Vastenburger, 2013).

D_{med} (µm)	Granulometria da areia	ϕ_{tubo} (m)				
		0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
100	Fina	148 m ³ /h	214 m ³ /h	296 m ³ /h	394 m ³ /h	509 m ³ /h
200	Média/Fina	183 m ³ /h	266 m ³ /h	368 m ³ /h	490 m ³ /h	634 m ³ /h
300	Média	200 m ³ /h	291 m ³ /h	403 m ³ /h	538 m ³ /h	697 m ³ /h

A escolha de equipamento a ser utilizado deve ser combinado com a escala do projeto e com o tempo disponível para a construção do projeto.

Bezuijen e Vastenburger (2013) salientaram que na produção de areia referida anteriormente não são tidas em conta as perdas durante o processo de dragagem, nomeadamente:

- Mudança de barcas sob a draga de sucção;
- Ajustes na draga de sucção;
- Condições climáticas (vento, ondas, correntes);
- Mudança dos tubos de geotêxtil;
- Recarga dos tubos de geotêxtil.

3.5.2.2. Material de enchimento

Os cilindros em geossintéticos e os tubos de ancoragem são na maioria dos casos preenchidos com o mesmo material. Esse material pode ser areia ou outro material granular. Na maioria dos casos é utilizada a areia pois frequentemente é de fácil obtenção no próprio local onde vai ser implementada a estrutura. As propriedades da areia, nomeadamente, a densidade do material arenoso e a granulometria, têm um papel fundamental no processo de projeto de uma estrutura em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron*, tais como na escolha do geotêxtil a utilizar. Se a escolha passar por uma areia com uma grande percentagem de finos, a consolidação tanto do cilindro em geossintéticos como do tubo de ancoragem, irá ocorrer mais lentamente.

No processo de bombagem da mistura de água e areia do cilindro e do tubo de ancoragem, a areia vai assentar e a água irá escoar-se para o exterior através dos poros do tecido em geotêxtil e pelas diversas entradas de enchimento. A taxa de sedimentação determina o tempo necessário para que a areia se separe da mistura água-areia. Quando é conhecida a velocidade a que a mistura de água e areia é bombeada é

possível estimar a distância requerida entre as portas de entrada e de saída. Se a distância for muito curta, a areia irá sair para fora do tubo pois não tem tempo para se separar da mistura água-areia e depositar-se. Se a distância for muito longa, o tubo ficará parcialmente cheio, (Bezuijen e Vastenburg, 2013), e com uma configuração não homogênea. O tempo que a areia leva para se depositar é determinado a partir da velocidade de sedimentação (v_{sed}) (m/s), Eq.13. Van Rhee (2002), apresentou esta equação para situações onde o enchimento do cilindro e do tubo de ancoragem é efetuado por uma tremonha.

$$v_{sed} = \frac{w_0 c (1-c)^4}{1-n-c} \quad (13)$$

do qual, c representa a concentração de areia da mistura inicial água-areia (m^3/m^3), n representa a porosidade do material de enchimento depois de assentar, w_0 à velocidade de queda de um grão (m/s). Esta fórmula apenas deve ser utilizada para estimar a taxa de sedimentação na fase inicial do processo de enchimento do cilindro em geossintéticos e do tubo de ancoragem. Isto deve-se ao fato de não considerar a erosão interna que é suscetível de ocorrer durante a deposição e negligenciar a perda de água através dos poros dos grãos de areia. A velocidade de sedimentação vai diminuindo à medida que avança o processo de enchimento (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Segundo Bezuijen e Vastenburg (2013), a velocidade de queda, w_0 , pode ser obtida através da lei de Stokes, apresentada na Eq.14.

$$w_0 = X \frac{\Delta g D_{méd}^2}{18 \nu} \quad (14)$$

em que X representa um fator de forma, com o valor de 0.7 proposto por Van Rhee, 2002, Δ diz respeito à densidade relativa do material de enchimento, $D_{méd}$ ao diâmetro médio do grão de areia (m) e ν ao coeficiente da viscosidade cinemática da água (m^2/s).

Quando são conhecidas a concentração da mistura, a densidade e a velocidade de queda dos grãos, a taxa de sedimentação pode ser determinada. Podem ocorrer duas situações:

- A concentração de areia na mistura bombada no cilindro em geossintéticos e no tubo de ancoragem é ligeiramente superior à do leito de areia. Neste caso, a concentração de areia na mistura é relativamente constante e somente a espessura da mistura sofre redução;
- Há turbulência na mistura, dando origem a uma única concentração ao longo de toda a espessura e promovendo a redução da quantidade de areia, deixando a mistura mais líquida.

No primeiro caso, a taxa de sedimentação permanece constante. No segundo caso, a taxa de sedimentação varia, dependendo da concentração de areia, e leva em grande parte dos casos ao desgaste do tecido em geotêxtil (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

De forma a assegurar uma boa capacidade de retenção pelo material geossintético, pode-se utilizar a Eq.15 encontrada em CUR, (2006) e citado por das Neves (2011) e Kriel (2012).

$$O_{90} \leq 1.5 D_{10} C_u^{0.5} \quad (15)$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (16)$$

em que, O_{90} corresponde à abertura do geotêxtil a qual 90% dos grãos de areia passam pelo geotêxtil e C_u representa um coeficiente de uniformidade apresentado na Eq.16. A escolha adequada do material geossintético é muito importante pois, se as aberturas forem muito largas leva a perda de grãos de areia e se forem muito apertadas leva a pressões elevadas no material, provocando a sua rutura (Ferreira, 2014).

3.5.3. DISPOSIÇÕES DE PROJETO E CONSTRUÇÃO

O dimensionamento destas estruturas passa essencialmente pelo dimensionamento do cilindro em geossintéticos, já explicado no capítulo 2. As dimensões e características do *scour apron* são retiradas através de relações diretas com este e com as condições de agitação. Apesar deste tipo de estruturas já ter sido aplicado em diversas obras a nível mundial, não existem regras rígidas no que toca ao seu dimensionamento, pelo facto de não terem sido feitos estudos pormenorizados em modelo reduzido sobre esta estrutura complementar dos cilindros de geossintéticos. Existem apenas valores que são normalmente adotados, que foram sendo definidos através da análise do comportamento a curto e médio prazo de obras deste tipo.

Existem algumas diretrizes que se podem seguir quando se pretende levar a cabo uma obra de proteção costeira em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* tais como:

- O comprimento em planta da tela de *apron* não deve ser inferior ao dobro da altura do cilindro em geossintéticos (TenCate) (figura 3.15).

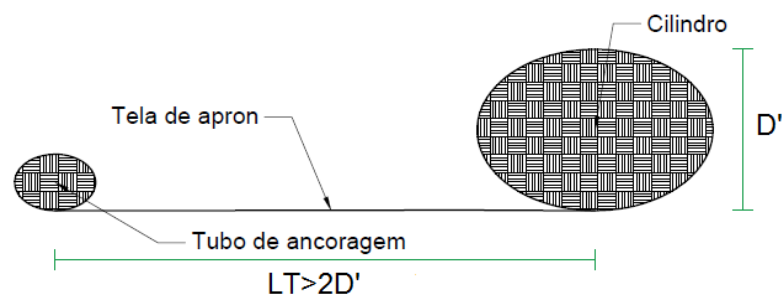


Figura 3.15. Relação entre a altura do cilindro em geossintéticos e o comprimento da tela de *apron*.

Em que D' , diz respeito à altura do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos e $2D'$ ao comprimento mínimo desejável da tela de *apron*.

- O comprimento da tela de *apron* não deve ser menor que duas vezes a altura de onda do projeto (Pilarczyk, 2000);

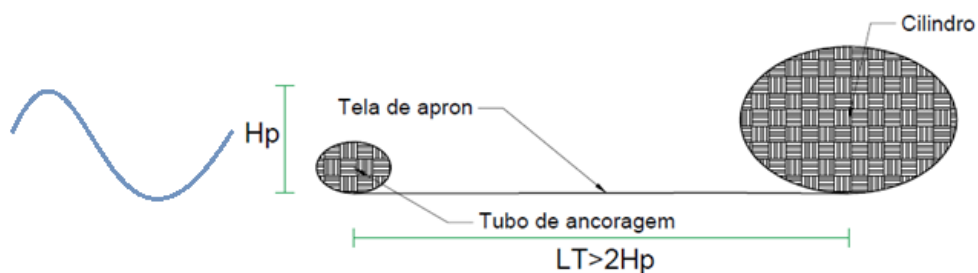


Figura 3.16. Relação entre o comprimento da tela de *scour apron* e a altura de onda do projeto.

em que H_p , refere-se à altura de onda significativa do projeto.

- O material utilizado tanto para a tela de *apron* como para o tubo de ancoragem é geralmente o mesmo que o utilizado para o sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos (TenCate).

Dependendo das exigências no que toca ao impacto paisagístico opta-se pela cor negra, figura 3.17, ou pela cor bege, figura 3.18,

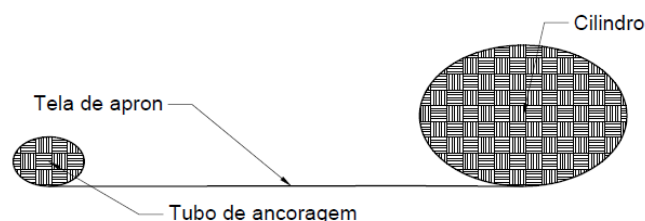


Figura 3.17. Material geossintético de cor negra.

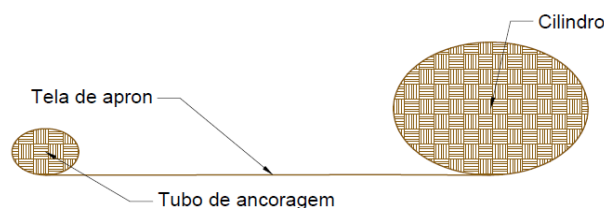


Figura 3.18. Material geossintético de cor bege.

- A geratriz inferior do tubo de ancoragem deve estar a uma cota ligeiramente inferior à do sistema de confinamento, para evitar que ocorram erosões precoces na base do tubo de ancoragem, figura 3.19,

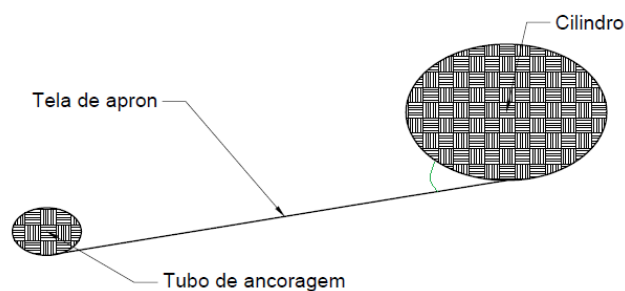


Figura 3.19. Posição do tubo de ancoragem relativamente ao cilindro em geossintéticos.

- Será desejável proceder ao recobrimento com areia tanto do sistema de confinamento como do *scour apron* (razões balneares e razões paisagísticas). Em todo o caso poderão não existir condições naturais locais para que esse recobrimento se mantenha. Na figura 3.20 está representado o caso corrente em que a estrutura é colocada encostada a uma duna (funcionando como reforço dunar) e a figura 3.21 retrata a situação em que é implementada na zona de espraçamento e recoberta com areia.

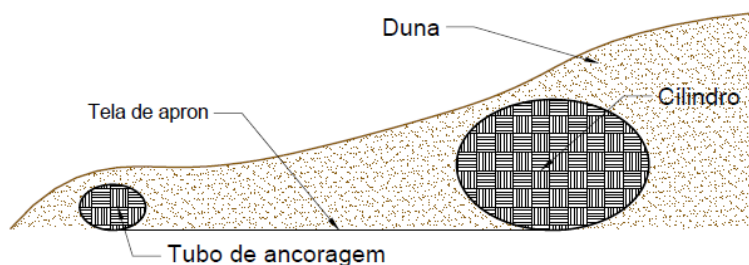


Figura 3.20. Recobrimento na presença de uma duna.

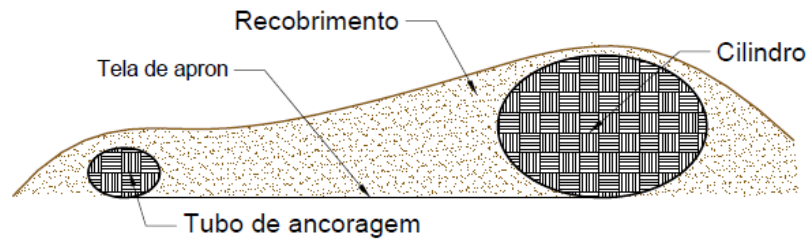


Figura 3.21. Recobrimento numa situação corrente.

- As juntas do *scour apron* devem ser preferencialmente colocadas sobrepostas, de forma a evitar erosões nos limites das mesmas. Na figura 3.22 está representada esta situação (em planta),

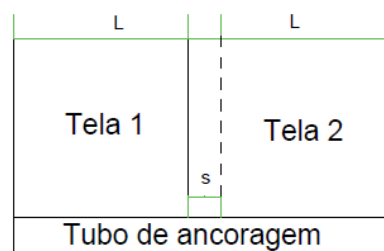


Figura 3.22. Esquema em planta de juntas sobrepostas.

em que s , representa a largura de sobreposição da tela de *apron* que geralmente ronda o valor de 1 m.

- Deve-se evitar o contacto direto de toda a estrutura com ramos de árvores, estruturas e blocos em pedra e betão, e todo o tipo de elementos que possam causar o seu rompimento, figura 3.23;

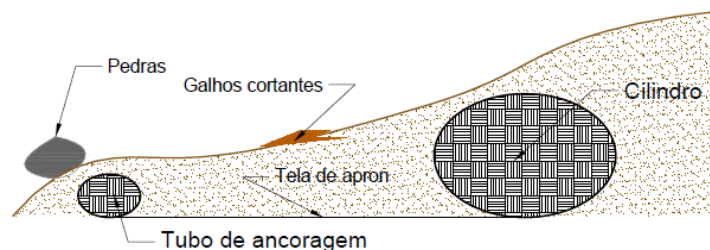


Figura 3.23. Estrutura em cilindros de geossintéticos com *scour apron* em contacto com elementos cortantes.

- O material de enchimento do cilindro de geossintéticos é o mesmo que do tubo de ancoragem;
- A superfície frontal do cilindro deveria sempre estar apoiado a uma elevação denominada "pescoço de cavalo", que tem a função de fornecer uma proteção extra contra infraescavações bem como impedir o seu rolamento. Esta elevação tem o aspeto do apresentado na figura 3.24.

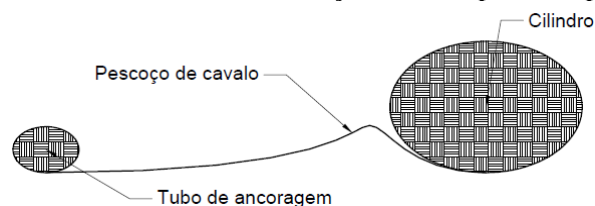


Figura 3.24. Estrutura em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron*, com "pescoço de cavalo".

3.5.4. MATERIAL GEOSSINTÉTICO USUALMENTE UTILIZADO

A escolha do material geossintético a utilizar constitui outro elemento chave para definir uma estrutura desta natureza. Relativamente ao sistema de confinamento e ao tubo de ancoragem o material tem que permitir que a água consiga sair de dentro de ambos mas também não deve permitir a saída de areia. A cor do geossintético deve ser, preferencialmente, cor de areia de forma a não causar impactos significativos na paisagem natural e a resistência à tração, nomeadamente a exercida na altura do enchimento, tem que ser tida em conta na escolha do material. As características essenciais do material adotado neste tipo de estruturas estão descritas na subsecção 2.3.2.

Normalmente o material utilizado tanto para a tela de *apron* como para o tubo de ancoragem, é o mesmo que foi utilizado para o cilindro de geossintético, tanto por razões económicas como por simplicidade construtiva, mas também porque nas 3 componentes da estrutura o material deverá ser dotado de características semelhantes.

O material usualmente utilizado poderá ter características semelhantes ao sistema Geotube® GT600M. No entanto, como este material apenas está disponível em cor negra, pode ser utilizado outro material em cor areia, nomeadamente o GT1000MB. As fichas técnicas de ambos os materiais, foram disponibilizadas pela TenCate e vêm apresentadas na tabela 3.3.

Tabela 3.3. Dados técnicos do Sistema Geotube® (TenCate).

Propriedades		Unidades	GT1000MB	GT600M
Tipo de produto		Tecido têxtil de alta resistência		
Material		Fios de polipropileno		
Cor			Bege	Negra
Propriedades Mecânicas				
Mínima resistência à tração [EN ISO 10319]	MD*	kN/m	200	80
	CD*	kN/m	200	80
Alongamento último à tração [EN ISO 10319]	MD*	%	20	15
	CD*	%	15	15
Mínima resistência da costura [EN ISO 10321]		kN/m	160	-
Resistência à perfuração estática [EN ISO 12236]		kN	20	8
Perfuração dinâmica [EN 13433]		mm	8	9
Propriedades Hidráulicas				
Permeabilidade à água normal ao plano ($\Delta h = 50$ mm) [EN ISO 11058]		l/m ² min	1000	900
Tamanho de abertura característica O_{90} [EN ISO 12956]		μ m	425	275
Durabilidade				
Resistência à oxidação térmica [NEN 5132]		Classe	B	B
Resistência aos raios UV (resistência à tração remanescente após exposição de 1400 kLy) [EN 12224 / EN 12226]		kN/m	≥ 100	≥ 80

3.6. EXPERIÊNCIA EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS DOTADOS DE SCOUR APRON

3.6.1. ENQUADRAMENTO

Existe alguma experiência nacional e internacional em estruturas longitudinais em cilindros de geossintéticos. O mesmo não se pode dizer das mesmas dotadas de *scour apron*. Em Portugal Continental apenas foi aplicado em duas obras recentes, intervenções realizadas em Moledo do Minho e Ofir, ambas aplicadas paralelamente à linha de costa e com a função de proteção dunar. Em 3.6.2 apenas se fará referência à intervenção em Moledo do Minho pois a obra construída em Ofir será detalhadamente abordada no capítulo 4.

A nível internacional esta lista é mais extensa, mas as informações relativas a estas obras são muito escassas. Vão ser descritas apenas duas intervenções, a primeira na *Bay of La Croisette* em Cannes, na costa Francesa e a segunda na linha de costa a sudeste do Texas.

3.6.2. EXPERIÊNCIA NACIONAL

3.6.2.1. Praia de Moledo do Minho

Localiza-se no Concelho de Caminha, próxima da embocadura do rio Minho e devido à presença da Ilha de Ínsua está parcialmente abrigada da agitação de noroeste.

No Inverno de 2010/2011, devido a condições severas de agitação associadas a marés vivas, a norte da estrutura aderente implantada na marginal urbana de Moledo do Minho, verificaram-se acentuadas erosões e também o recuo da duna. A arriba de erosão aproximou-se bastante de um moinho secular, que se encontrava a aproximadamente 280 m a norte da estrutura aderente, figura 3.25. Este fenómeno foi gradual. Em 2001 o moinho distanciava-se 30 m da base da duna, em setembro de 2010 apenas 12 m da arriba de erosão da duna e em fevereiro de 2011 a distância era praticamente nula. Em situação de emergência, a autarquia procedeu a uma proteção da envolvente do moinho com enrocamento não arrumado, figura 3.26.



Figura 3.25. Praia e dunas a norte da estrutura de defesa aderente de Moledo do Minho em Setembro de 2010, com a localização do moinho (Veloso Gomes e das Neves, 2011).



Figura 3.26. Moinho com a intervenção em enrocamento (4 Março 2011) (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

De referir que as vivendas situadas no arruamento marginal estavam já praticamente desprotegidas em relação à ação do mar, figura 3.27.



Figura 3.27. Cordão dunar entre a praia e o arruamento com vivendas. Vista para sul, a partir do moinho (4 Março 2011) (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

Sendo a recuperação natural da duna uma possibilidade muito remota, visto que ocorreram acentuados e rápidos fenómenos erosivos e a zona apresentava uma tendência progressiva de perda de volume de praia, foi necessário intervir. Qualquer intervenção deveria favorecer o enquadramento paisagístico da zona.

A intervenção foi feita a três frentes: “tamponamento” do topo da estrutura aderente existente; reconstituição da duna através de um núcleo artificial “resistente” e ripagem de areias.

A primeira consistiu na colocação de betão ciclópico na extremidade norte da antiga estrutura aderente existente, de forma a evitar o seu colapso e para que ficasse com um paramento exterior em pedra com juntas argamassadas. Foram utilizadas pedras existentes no local e no final procedeu-se ao recobrimento com areia.

A figura 3.28 retrata a secção transversal desta estrutura tal como consta do Projeto de 1941.

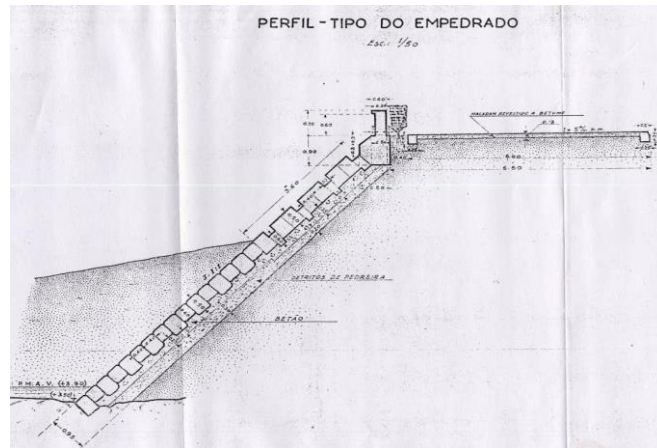


Figura 3.28. Secção transversal da estrutura transversal aderente que consta do Projeto de 1941 (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

A segunda intervenção consistiu na implantação de cilindros em geossintéticos de cor bege, com o objetivo da redução da ação direta da agitação marítima sobre as dunas, evitando a sua rutura e promovendo o reforço e reconstrução dunar. Estes foram colocados à cota +1 ZT, junto à arriba de erosão numa extensão total de cerca de 330 m. Cada cilindro tem cerca de 3 m de altura e largura máxima de 7 m. Na definição do projeto foi tido especial cuidado para que não houvesse contato direto dos cilindros de geossintéticos com os enrocamentos e com as formações rochosas naturais.

Na figura 3.29 está retratada a secção transversal tipo da estrutura a implementar aquando do projeto de execução.

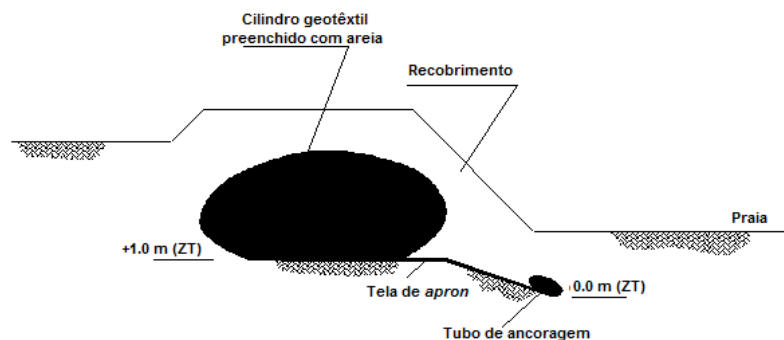


Figura 3.29. Secção transversal tipo definida no projeto de execução (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

Na figura 3.30 está retratada a implantação da estrutura ao longo de toda a sua extensão, feita através de um levantamento topográfico após a execução da obra. Na mesma figura estão representados 4 locais onde foram medidos os perfis transversais, 3 dos quais foram medidos na zona em que está implantada a estrutura longitudinal aderente. A partir da análise dos mesmos verifica-se que as cotas de fundação do tubo de ancoragem e do cilindro foram ajustadas, pelo projetista, à realidade encontrada no local três anos após a realização do projeto. As diferenças de cotas em diferentes locais, obtidos pela análise dos diferentes perfis vêm descritas na tabela 3.4.

Outro aspeto relevante é que acabou-se por dar um apoio extra à base do cilindro com a construção do "pescoço de cavalo". O tubo de ancoragem ficou assente sob a largura da sua base, de forma similar ao cilindro, e não inclinado.

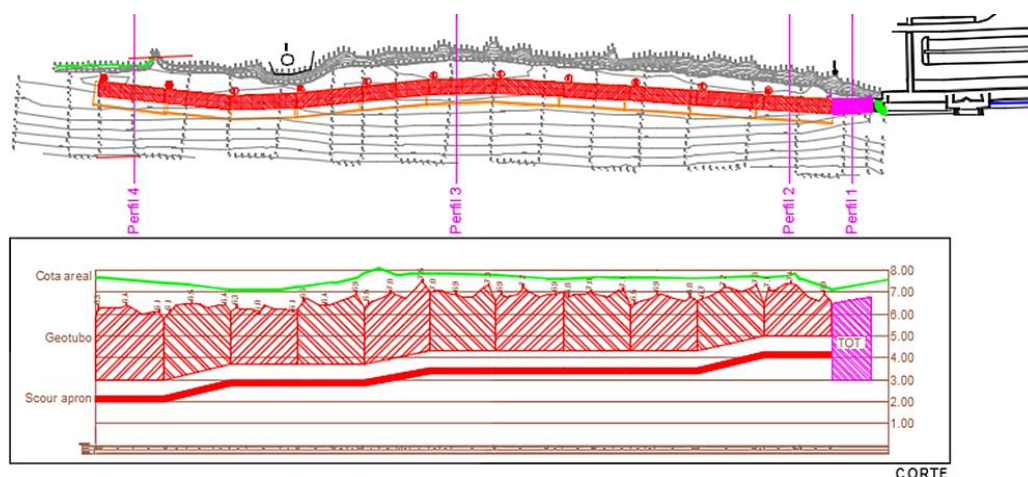


Figura 3.30. Implantação da estrutura ao longo da base da arriba da duna erodida. Levantamento feito após execução do projeto (MCA - M.Couto Alves, SA. Construções).

Tabela 3.4. Cotas do cilindro e tubo de ancoragem medidos em diferentes locais após construção.

Cota de fundação (m)	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4
Cilindro em Geossintéticos	+4.6 ZH	+4.3 ZH	+3.0 ZH
Tubo de ancoragem	+3.6 ZH	+3.3 ZH	+2.0 ZH

A terceira intervenção consistiu nas operações de ripagens, que consistiram na movimentação de areias da zona de entremarés para a zona da duna que desapareceu, com o intuito de reconstituir o perfil outrora existente.

Atualmente e decorridos dois invernos toda a estrutura tem apresentado um comportamento bastante satisfatório, permanecendo totalmente recoberta com areia, figura 3.31, e cumprindo os propósitos de proteção dunar e impedimento ao avanço do mar.

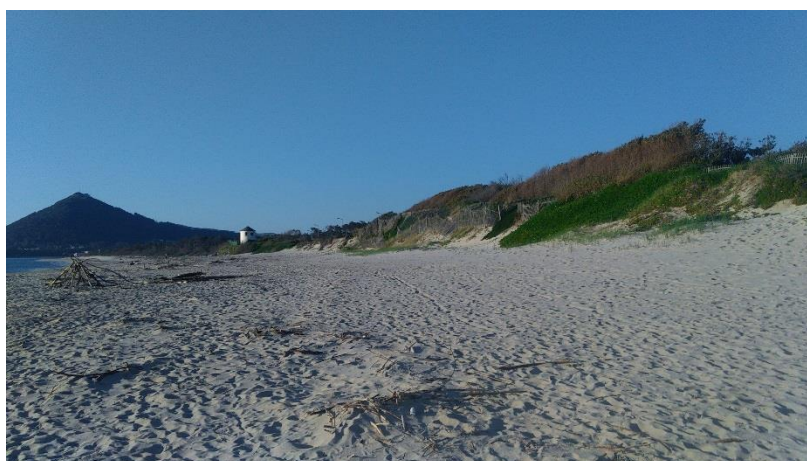


Figura 3.31. Vista geral do local onde está a estrutura longitudinal aderente totalmente coberta de areia (25 de Abril de 2016).

3.6.3. EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL

3.6.3.1. Bay of La Croisette, Cannes

A costa mediterrânea francesa está regularmente sujeita a fortes tempestades, com ondas de altura superior a 5 m e ventos da ordem dos 100 km por hora. Devido aos crescentes prejuízos provocados em restaurantes e instalações nas famosas praias da Baía de La Croisette decidiu-se tomar medidas para combater danos futuros.

A figura 3.32 dá uma imagem da Baía de *La Croisette*.



Figura 3.32. Baía de *La Croisette*, Cannes. [68]

A solução adotada consiste num recife artificial sob a forma de um quebramar submerso e destacado, constituído por contentores TenCate Geotube®, ou seja, cilindros em geossintéticos. A estrutura foi construída rapidamente e sem provocar qualquer impacto paisagístico ou perturbações nas atividades dos banhistas e nadadores.

O quebramar é composto por duas filas de cilindros em geossintéticos, com 4 m de diâmetro e de comprimentos entre 25-30 m. Estes são apoiados sobre uma tela em geotêxtil com 20 m de largura, com a função de evitar erosões ao nível da base da estrutura. A tela em geotêxtil é rematada em ambas as extremidades em tubos de ancoragem, com diâmetro de 50 cm.

O quebramar destacado situa-se entre 80 e 100 m da costa, tem uma largura de 10 m e um comprimento total de 545 m. Está implantada a uma profundidade de 3 a 4 m, ou seja, cerca de 1 m abaixo da superfície da água. Está dividido em quatro secções e entre cada uma há um canal de navegação de navios pequenos.

O projeto foi regularmente monitorizado durante a fase de construção, figura 3.33.



Figura 3.33. Monitorização durante a construção da estrutura. [66] [67]

Devido ao desenvolvimento da flora sobre a estrutura, a cor escura dos cilindros em geossintéticos e do *scour apron* deixa de ser perceptível passado algum tempo. Como se pode ver através da figura 3.34, tirada meses após a construção, o quebramar submerso passa despercebido.



Figura 3.34. Quebramar submerso. [70]

3.6.3.2. Costa a sudeste do Texas

Em setembro de 1998, a tempestade tropical *Frances* provocou graves estragos na praia e erosões ao nível das dunas na costa sudeste do Texas. De forma a evitar danos futuros aquando de tempestades semelhantes, bem como o gradual recuo da linha de costa foram tomadas medidas. A solução passou pela implantação de estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos paralelos à costa, constituindo como que dunas artificiais.

Cada cilindro tem uma largura máxima de enchimento de cerca 3.7 m e estão assentes numa tela em geotêxtil rematada em tubos de ancoragem em ambas as extremidades, duplo *scour apron*. Tanto no recobrimento da estrutura como no enchimento do cilindro em geossintéticos e dos tubos de ancoragem foi utilizada areia local.

A secção transversal tipo da estrutura vem representada na figura 3.35.

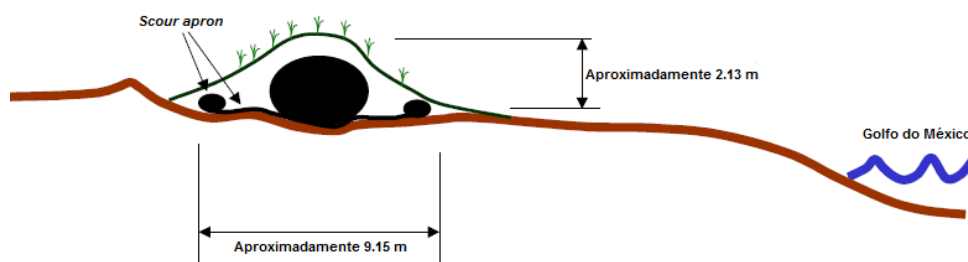


Figura 3.35. Seção transversal tipo da estrutura (adaptado de Gibeaut J. *et al.*, 2001).

Foram feitas 7 intervenções deste género ao longo da costa do Golfo, representadas na figura 3.36. A tabela 3.5 apresenta a extensão total de cada estrutura longitudinal aderente, bem como a data do fim dos trabalhos de construção.

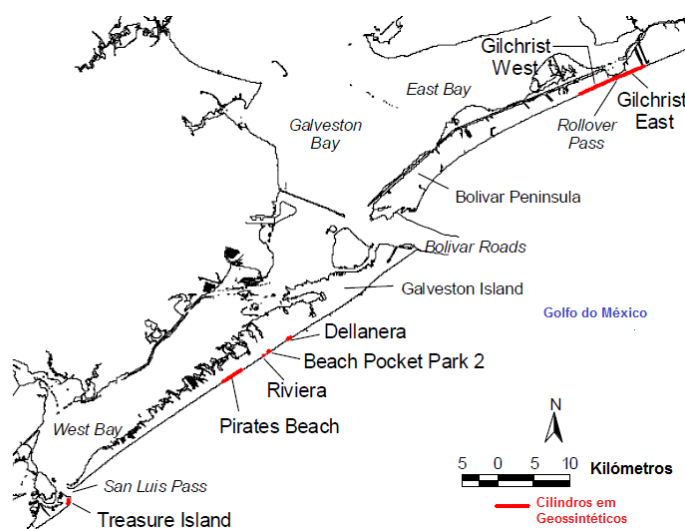


Figura 3.36. Mapa das estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* ao longo da costa superior no Texas, Golfo do México (adaptado de Gibeaut J. *et al.*, 2001).

Tabela 3.5. Características das diversas intervenções ao longo da costa do Texas (adaptado de Gibeaut J. *et al.*, 2001).

Localização	Data do final da construção	Extensão (m)
Gilchrist East	Fase 1 (Rollover Pass até Legers Street) em Setembro de 2000;	3935
	Fase 3 (Legers Street até Dirty Pelican Pier) em Julho de 2001.	
Gilchrist West	Fase 1 (Rollover Pass até Martha's Vineyard Road) em Setembro de 2000;	4341
	Fase 2 (Martha's Vineyard até Campbell) em Junho de 2000	
Dellanera	Junho de 2000	459
Beach Pocket Park 2	Dezembro de 1999	120
Riviera	Janeiro de 2001	147
Pirates Beach	Outubro de 1999	2515
Treasure Island	Março de 2000	303

Sendo os cilindros em geossintéticos uma técnica de proteção costeira recente, a sua eficácia na proteção contra fortes tempestades nunca foi testada, bem como os fenómenos de erosão localizada. O constante embate das ondas leva à rápida remoção da areia de recobrimento, levando à exposição precoce de toda a estrutura, figura 3.37. A perda de areia na base do cilindro leva ao deslocamento do mesmo em direção ao mar e o contacto com elementos cortantes, como pedras e ramos de árvores, podem levar à perfuração do cilindro e do *scour apron*.

Em certos locais os cilindros foram danificados ou até mesmo destruídos, devido às elevadas erosões a que estiveram sujeitos. Para prevenir situações futuras foi fundamental manter os cilindros cobertos de areia, bem como manter a praia em frente destes, figuras 3.38 e 3.39, respetivamente. Na ocorrência de perfurações dos cilindros, devem ser reparados o mais rapidamente possível.



Figura 3.37. Exposição total da estrutura devido a fenómenos de erosão (Gibeaut J. *et al.*, 2001).



Figura 3.38. Recobrimento com areia e revegetação (Gibeaut J. *et al.*, 2001).



Figura 3.39. Alimentação da praia (Gibeaut J. *et al.*, 2001).

A figura 3.40 retrata a situação em *Treasure Island* a 19 de julho de 2001 e como se vê está exposta em praticamente toda a sua extensão. Acabou por em novembro de 2001 ser totalmente destruída por agitações severas e suspeita-se que também devido a degradação provocada, ao nível do material geossintético, por radiações UV.



Figura 3.40. *Treasure Island* a 19 de Julho de 2001 (Gibeaut J. *et al.*, 2001).

A situação, a 15 de novembro de 2001, em *Pirates Beach* não é também muito satisfatória. A estrutura longitudinal aderente foi implementada como reforço dunar e ao mesmo tempo como proteção de uma edificação que já estava construída aquando do projeto. Nesta zona a praia é particularmente estreita pelo que a alimentação com areia da mesma e o recobrimento da estrutura é particularmente difícil, figura 3.41.



Figura 3.41. *Pirates Beach* a 15 de novembro de 2001 (Gibeaut J. *et al.*, 2001).

4

Caso de Estudo – Reforço Dunar e Proteção da linha de costa de Ofir

4.1. CARACTERIZAÇÃO DA ZONA DE INTERVENÇÃO

A praia de Ofir situa-se na freguesia de Fão, concelho de Esposende, distrito de Braga, Portugal. Está situada num trecho de costa que se une a norte com a foz do rio Cávado e está inserida no Parque Natural do Litoral Norte.

A intervenção em sí, que vai ser objeto de estudo, está inserida num troço de cerca de 1150 m da praia de Ofir, localizado entre o esporão curvilíneo da restinga (a norte) e o esporão junto a um hotel (a sul). A figura 4.1 retrata a zona referida.

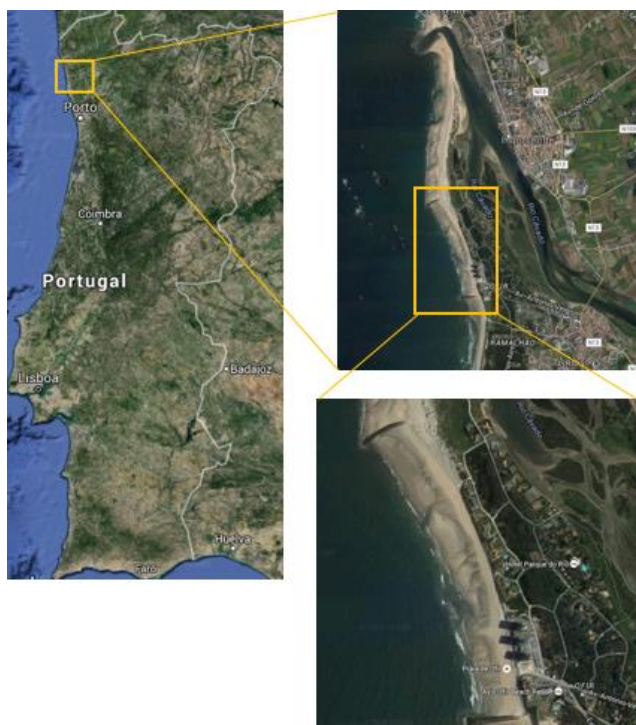


Figura 4.1. Localização da zona de intervenção (fonte: *Google Earth*, maio de 2016).

Durante a época balnear esta praia apresenta uma forte procura, sendo dotada de um extenso areal, assim como de acessos viários pavimentados e diversas infraestruturas de apoio aos banhistas. Em 2010, segundo o Plano de Ordenamento da Orla Costeira Caminha – Espinho (POOC), a Praia foi classificada como Tipo I (BOM).

Esta zona da costa portuguesa tem sofrido uma evolução muito rápida ao longo dos anos, bem como fenómenos de equilíbrio instável. As fortes e correntes agitações marítimas, aliadas a diversos fatores como a retenção de sedimentos em barragens, extração para construção, subida do nível médio da água do mar, entre outros, levaram a fenómenos de galgamento e recuo da linha de costa. Esta redução de areia na faixa costeira leva a que sejam os maciços dunares aí presentes a alimentar as praias adjacentes, o que promove a sua degradação e até mesmo destruição ao longo do tempo.

As praias da zona costeira de Esposende apresentam um desequilíbrio morfodinâmico, principalmente as praias arenosas a sul da foz do Cávado, onde se registam maiores défices sedimentares. Destacam-se as perdas na praia de Ofir ($-163 \text{ m}^3/\text{m/ano}$ entre 2002 e 2004) e na extremidade norte da restinga ($-135 \text{ m}^3/\text{m/ano}$ entre 2001 e 2004) (Loureiro, 2006).

Foram feitas diversas intervenções ao longo dos anos de forma a proteger as infraestruturas localizadas na faixa costeira, nomeadamente esporões, uma estrutura longitudinal aderente em enrocamento frontal a uma unidade hoteleira e à praceta e diversas estruturas aderentes de menor envergadura em frente às vivendas (em enrocamento, em estacas de madeira, em betão e em sacos de geossintéticos).

As fortes tempestades invernais de 2014 levaram ao desaparecimento de praticamente todo o areal e à destruição parcial da defesa existente no limite da praceta. Os acessos pedonais ficaram bastante condicionados e os sistemas dunares bem como os taludes frontais às vivendas sofreram fortes erosões. Tendo em conta a eminente exposição das frentes edificadas à agitação marítima e visto que no Plano de Ordenamento da Orla Costeira Caminha - Espinho, em vigor, não se prevê a retirada planeada da frente edificada é de carácter urgente intervir de forma a proteger a orla costeira, (projeto de execução, Ofir).

A componente experimental da presente dissertação vai “basear-se” numa das intervenções realizadas, nomeadamente no sistema em cilindros de geossintéticos como reforço dunar.

4.2. INTERVENÇÕES EFETUADAS

A intervenção foi dividida em 3 fases e foi preconizada pela sociedade Polis Litoral Norte.

Os objetivos eram comuns a todas as fases, ou seja, a preservação de pessoas e infraestruturas bem como de ecossistemas naturais nas zonas consideradas em risco. Estas soluções devem ser o mais “soft” possível, de forma a não criarem um forte impacto paisagístico e ao mesmo tempo funcionarem como sistemas eficazes de proteção da faixa costeira.

A 1ª fase remonta a junho de 2014 e consistiu no reperfilamento de areia na praia, destinado a movimentar areias para a zona superior da praia, procurando recriar os perfis naturais existentes.

A 2ª fase foi levada a concurso público em setembro de 2014 e tinha como foco diversas intervenções, das quais: reforço de uma escada de betão que serve de acesso à praia, que sofreu descalçamento; reposição de uma parte danificada da estrutura de defesa aderente em enrocamento; reconstrução de uma rampa de acesso junto à praceta; reconstrução de um muro de suporte em betão da plataforma que

colapsou bem como do aterro a tardoz; repavimentação da área afetada da praqueta e reperfilamento complementar de areia na praia.

Na figura 4.2 está representada esquematicamente o local, bem como as medidas adotadas referentes à fase 1 e 2. Aqui é também visível o esporão de Ofir (a sul), o hotel, a plataforma (praqueta) de acesso à praia urbana e as 3 torres com 14 pisos cada



Figura 4.2. Localização das intervenções referentes às fases 1 e 2 (Adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

A 3ª fase foi limitada, pela Polis, a sul pelo limite norte da intervenção referente à fase 2 e limitada a norte pelo último edifício habitacional localizada junto à costa. Os referidos limites estão retratados na figura 4.3 através da linha a vermelho. Foi construído um sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos para reforço dunar e da praia, que vai ser detalhadamente discutido no subcapítulo 4.3.

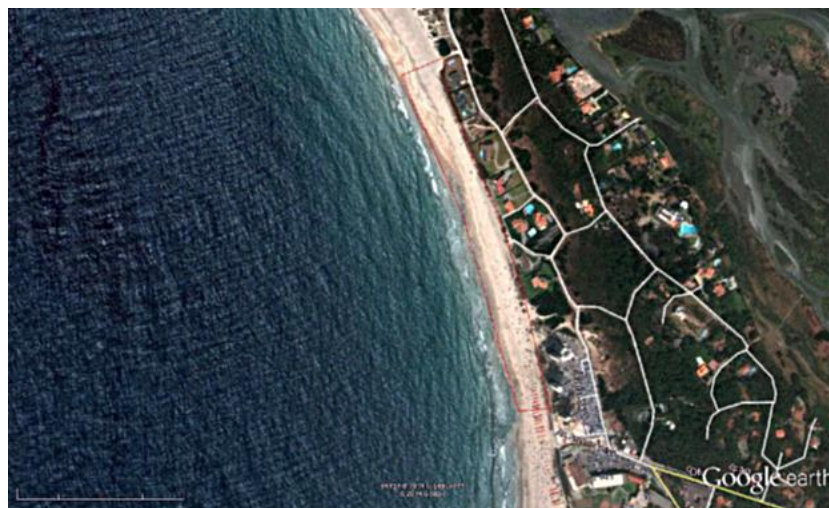


Figura 4.3. Localização da intervenção referente à Fase 3 (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

4.3 SITUAÇÃO PRÉVIA – SETEMBRO DE 2014

No anexo A, estão presentes os levantamentos topográficos da zona de intervenção e alguns detalhes dos mesmos, realizados pela sociedade Polis Litoral Norte. O levantamento da extensão sul foi realizada a 30 de Junho de 2014 enquanto que a da região norte foi a 9 de Setembro de 2014.

Todas as cotas são relativas ao Zero Topográfico (ZT), que se admite estar cerca de 2 m acima do Zero Hidrográfico (ZH). Considerando uma amplitude de maré de 4 m (em Preia Mar de Águas Vivas equinociais), variando os níveis de água entre a cota 0 ZH e +4 ZH, em termos de Zero Topográfico essa variação será entre as cotas -2 m e +2 m. (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

As figuras seguintes apresentam a situação da zona de intervenção, registada a setembro de 2014.

A figura 4.4 retrata a vista a sul e a norte a partir do acesso privativo à praia a norte das torres.



Figura 4.4. Vista para sul (à esquerda) e vista para norte (à direita), a partir do acesso privativo à praia a norte das torres, evidenciando o que resta da formação dunar (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

As paliçadas descontínuas, visíveis na figura 4.5 à direita, tinham o objetivo de proteger vivendas sujeitas ao fenómeno de erosão, nomeadamente a 2ª, 3ª e 4ª vivenda. As estacas inclinadas têm diâmetros na ordem dos 0.20 a 0.40m.



Figura 4.5. Extensão dunar afetada pela erosão e muro colapsado de logradouro de vivenda (à esquerda). Paliçada com descontinuidades ao longo da extensão dunar (à direita) (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

Como se percebe através da imagem 4.6, a sul do acesso pedonal, o logradouro foi afetado pela erosão, contrariamente ao verificado a norte.



Figura 4.6. Vista para sul (à esquerda) e vista para norte (à direita), a partir do acesso pedonal à praia entre a 2ª e 3ª vivendas (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

Na figura 4.7 são visíveis as paliçadas situadas a norte da 4ª vivenda e à frente da 5ª vivenda. A figura 4.8 retrata a proteção em enrocamento à frente da 7ª vivenda e a vista a norte da 8ª vivenda, limite norte das intervenções efetuadas.



Figura 4.7. Mudança da tipologia das paliçadas a norte da 4ª vivenda (à esquerda). Paliçada regular, tela de geotêxtil e geobags, para proteger a 5ª vivenda (à direita) (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).



Figura 4.8. Limite norte do enrocamento desarrumado na proteção da 6ª vivenda e início do enrocamento arrumado na 7ª vivenda (à esquerda). Vista para norte do cordão dunar a partir da 8ª e última vivenda, onde não foram feitas intervenções (à direita) (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

4.4. FASE 3 - SISTEMA DE REFORÇO DUNAR EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS E REPERFILAMENTO DA PRAIA

A Polis exigiu que fosse projetada uma estrutura “soft” com baixo impacto paisagístico e que minimizasse o forte processo erosivo na zona. Foi dado também como exemplo de sucesso a seguir, a solução de proteção dunar executada em Moledo do Minho, já descrita no capítulo 3.

Foram assim propostas duas medidas: uma estrutura de areias confinadas por um cilindro de geossintéticos com um sistema complementar de proteção contra infraescavações (*scour apron*) e o reperfilamento de areias. O reperfilamento consistia na deslocação de areias para a zona superior da praia e arribas de erosão existentes, este tinha como objetivo reconstruir o perfil o mais próximo possível do perfil natural e cobrir a estrutura, de forma a enquadrá-lo na paisagem.

4.4.1. SISTEMA LONGITUDINAL ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS COM SISTEMA COMPLEMENTAR DE *SCOUR APRON*

Esta intervenção “assumiu um carácter experimental face à escassa experiência, em Portugal, e em situações de agitação de elevada energia. Trata-se de uma estrutura longitudinal aderente de proteção da arriba de erosão, emersa, reversível, de baixo impacto paisagístico comparativamente com estruturas em blocos pétreos ou de betão, composta por sistemas encapsulados com areia em cilindros de geossintéticos com *scour apron*.”

Foram colocados cilindros em geossintéticos dotados de *scour apron*, junto às arribas de erosão, funcionando como núcleos resistentes ao impacto das ondas, e também junto às estruturas de defesa existentes (enrocamentos, estacas de madeira e formações rochosas naturais). Foram colocados sem contacto direto com as arribas de erosão de forma a não promover a instabilidade da própria arriba durante a sua construção e também sem contacto com as outras estruturas de defesa para não ocorrerem rasgos da mesma durante a construção ou ao longo da sua vida útil.

Foi adotada uma única fiada de cilindros ao longo de toda a extensão, não apenas devido à pequena largura da praia emersa como pelo valor limitado do financiamento disponível para a realização da empreitada (projeto de execução).

De forma à estrutura se enquadrar o mais possível na praia, os cilindros são cor de areia e foram devidamente recobertos com areia após a sua colocação e enchimento e posteriormente no final dos períodos de inverno e início da época balnear. Esta operação, de acordo com o projeto, deverá ser repetida periodicamente no final dos períodos de inverno e início da época balnear.

A extensão desta estrutura é da ordem dos 600 m e foi dividida em troços de 55, 35 e 510 m de forma a possibilitar dois acessos à praia. Cada cilindro tem um comprimento de 20 m e foram colocados justapostos, as extremidades sem continuação são do tipo cónico. A zona de justaposição entre os cilindros acabou por se tornar numa zona preferencial à ocorrência de fenómenos erosivos localizados.

Os cilindros têm um diâmetro nominal de 4 m, uma altura de enchimento de 2.4 m, uma largura máxima de 5.6 m e uma largura da base de 3.6 m. A sua fundação encontra-se à cota +2.0 m ZT (+4.0 m ZH). Têm na sua face superior as respetivas bocas de enchimento com distâncias entre si inferiores a 10 m.

O *scour apron*, composto por uma tela de *apron* rematada em tubo, é constituída pelo mesmo material que o cilindro e é também em cor de areia, e acompanha o cilindro ao longo de toda a sua extensão. Os tubos de ancoragem, colocados justapostos, têm um diâmetro teórico de 0.5 m, uma altura de enchimento de 0.3 m, uma largura máxima de 0.7 m e uma largura da base de 0.45 m. A sua fundação está à cota

+1.0 m ZT (+3.0 m ZH). A tela de *apron*, que se estende desde o tardo do cilindro à base do tubo de ancoragem, tem um comprimento total de 15 m e um comprimento visível em planta de 3 m. A largura de sobreposição entre telas consecutivas é de 0.85 m, o que não foi respeitado em diversas juntas. A referida tela, tem uma fisionomia arqueada junto ao cilindro, denominada "pescoço de cavalo" que serve de apoio ao próprio contra rolamentos e erosões.

De forma a proteger a superfície do cilindro contra a cravação de elementos metálicos, como por exemplo, guarda sóis e canas de pescadores colocou-se uma tela geossintética de cor de areia. Rapidamente esta tela se mostrou pouco eficiente, muito devido ao fato de não ter sido corretamente presa à estrutura.

Tanto o cilindro, como o *scour apron* e a tela geossintética foram pré-fabricados e posteriormente transportados para o local.

O material geotêxtil utilizado teve de ter características compatíveis com a NP EN 13253: 2006 – "Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização em obras para controle da erosão (proteção costeira, revestimento das margens)". Acabou por se utilizar o material referente ao sistema Geotube® GT1000MB.

Por fim, procedeu-se ao recobrimento da mesma com areia.

A figura 4.9 retrata o perfil transversal tipo da estrutura implementada.

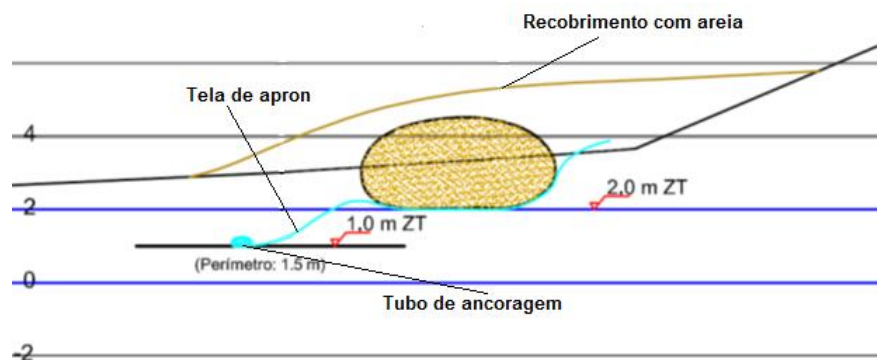


Figura 4.9. Representação da secção transversal tipo (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

Parte das areias removidas para dar origem a cama de fundação tanto do cilindro como do *scour apron*, foram provisoriamente colocadas do lado do mar de forma a constituir um dique arenoso de proteção aos trabalhos. Com a evolução dos trabalhos removeu-se progressivamente esse dique, utilizando as areias para a cobertura dos cilindros e reforço das arribas de erosão. Tanto os cilindros como o tubo de ancoragem foram cheios por bombagem hidráulica da zona submersa.

Sendo uma obra de caráter reversível, caso se verifiquem problemas ao nível das suas componentes, como rompimento do geotêxtil, pode ser facilmente removido o cilindro/*scour apron* afetado e colocado novamente após o seu arranjo. Atualmente tem-se verificado alguns fenómenos de instabilidade ao nível dos cilindros em geossintéticos, principalmente na zona de justaposição entre cilindros consecutivos e em zonas junto a estruturas em enrocamento. Estes fenómenos vão ser descritos na subsecção 4.5.

No anexo B está representada a planta de implantação da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* na respetiva zona de intervenção em Ofir. No anexo C estão representados os 5 perfis transversais medidos ao longo da extensão da estrutura.

4.4.2. REPERFILAMENTO DE AREIAS NA PRAIA

Como já foi mencionado, esta operação consiste na movimentação de areias da zona de entremarés para a zona superior da praia, ou seja, para a zona onde a duna desapareceu ou está em arriba de erosão, reconstituindo o perfil de forma a ficar o mais próximo possível dos perfis naturais e cobrindo as estruturas de defesa costeira, funcionando como uma defesa acrescida contra erosões e ao mesmo tempo como medida de mitigação da descaracterização paisagística (projeto de execução).

Foi estabelecido que a ripagem não deveria aprofundar mais de 20 cm o perfil do areal na zona entremarés, para evitar a formação de "fundões" e alterações notórias da morfologia. O mar encarrega-se depois de repor a areia removida desta zona.

Os volumes movimentados foram condicionados pela situação morfológica da praia aquando da empreitada e toda esta operação teve um acompanhamento continuado por parte da fiscalização e da equipa projetista.

4.5. SITUAÇÃO NO INVERNO DE 2015/2016

4.5.1. JANEIRO DE 2016

Como se pode ver nas figuras 4.10 e 4.11 a situação junto à última torre é desejável, toda a estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintético permanece devidamente recoberta com areia.

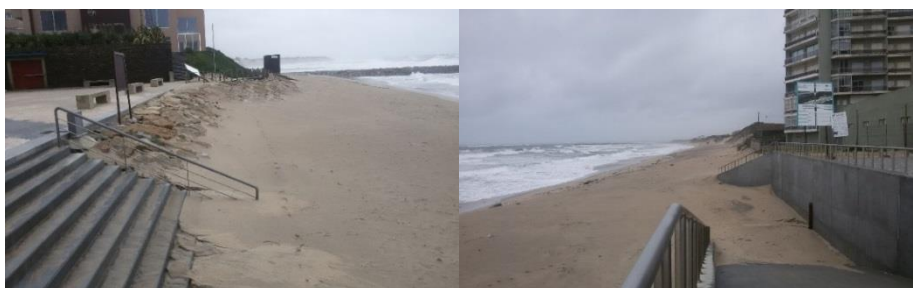


Figura 4.10. Vista para sul (à esquerda) e vista para norte (à direita), a partir do acesso à praia a sul das torres (janeiro de 2016).



Figura 4.11. Acesso à praia a norte da última torre (à esquerda). Vista para norte a partir da zona à frente da última torre (à direita) (janeiro de 2016).

Em frente à primeira vivenda, figura 4.12, vê-se que a areia de recobrimento na zona frontal do cilindro sofreu erosão, ficando o mesmo a descoberto bem como a tela de *apron*.



Figura 4.12. Início da paliçada com descontinuidades, a partir da primeira vivenda, bem como da estrutura longitudinal aderente (janeiro de 2016).

Verificou-se um fenómeno grave de erosão ao nível da zona das juntas entre dois cilindros, entre a 6ª e 7ª vivenda, levando ao rompimento e gradual perda de areia de enchimento de um deles, figura 4.13. Crê-se que a causa que deu origem a este fenómeno foi de origem mecânica, casual ou prepositada. A não intervenção atempada para a correção do rasgo com 1 m de extensão provocou a progressão do fenómeno para 10 m de extensão.



Figura 4.13. Rutura e perda da areia de enchimento de um cilindro entre a 6ª e 7ª vivenda (janeiro de 2016).

4.5.2. MARÇO DE 2016

Como se pode ver na figura 4.14, a sul das torres, zona que não está protegida pela estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos, está a ocorrer a formação de uma acentuada arriba de erosão.



Figura 4.14. Vista para norte (à esquerda) a partir da praia a sul das torres. Pormenor da arriba de erosão a sul das torres (à direita) (2 de março de 2016).

Na figura 4.15 estão representadas duas imagens, ambas situadas a norte das torres, estando a do lado esquerdo mais a sul que a do lado direito. É bem visível a tendência preferencial de erosões na zona de justaposição dos cilindros, sendo um aspeto a ter especial atenção em obras futuras.



Figura 4.15. Pormenores da secção nas juntas dos cilindros em duas zonas distintas (2 de março de 2016).

Na figura 4.16 é visível a situação nas secções frontais à 2ª e 3ª vivenda. Como se vê, o cilindro até à sua face superior, inclusivé, está completamente exposto. A tela de geotêxtil foi também “levantada”, e deixou de cumprir as suas funções de proteção contra erosões e radiações UV, por exemplo. Na imagem do lado direito é bem visível que a tela de *apron* e uma parte do cilindro de ancoragem, estão também a descoberto.

De notar, que na visita ao local, ao caminhar sobre a tela, esta “afundava”. Este fenómeno pode ser devido à conjugação de dois fatores principais: erosões na base do tubo de ancoragem que leva a perda de areia de fundação e entrada de água na zona das juntas sobrepostas da tela de *apron*.



Figura 4.16. Cilindro em geossintéticos e *scour apron* expostos em frente à 2ª e à 3ª vivenda (à esquerda). Pormenor do *scour apron* à frente da 3ª vivenda (à direita) (2 de março de 2016).

A figura 4.17 retrata o desenvolvimento da flora marítima sobre o *scour apron*. Indo ao encontro de uma das preocupações tidas em conta aquando da escolha do material geotêxtil em obras marítimas, que é a permissão do desenvolvimento de organismos vivos sobre as mesmas.



Figura 4.17. Desenvolvimento da flora marítima sobre o *scour apron* (2 de março de 2016).

O fenómeno de instabilidade na zona entre a 6ª e 7ª vivenda, visível na figura 4.18, tinha já sido notado aquando da visita ao local em janeiro. Como não foi tomada qualquer medida o rasgo está já com 10 m de comprimento.



Figura 4.18. Rutura e perda da areia de enchimento de um cilindro entre a 6ª e a 7ª vivenda (2 de março de 2016).

A figura 4.19 expõe a secção em frente à 7ª vivenda, em que partes do cilindro estão protegidos pela tela de geotêxtil e outras não. A imagem da direita retrata em promenor uma das várias ruturas da tela de geotêxtil ao longo da estrutura, provando que não cumpre as funções a que tinha sido proposta.



Figura 4.19. Secção da estrutura aderente em cilindros de geossintéticos em frente à 7ª vivenda (à esquerda). Pormenor da tela de geotêxtil (à direita).

Com a figura 4.20 pretende-se dar uma ideia explícita do comportamento da estrutura na zona de justaposição dos cilindros, vista a partir da arriba de erosão. Como se vê, a erosão do talude no tardo da estrutura é bem mais significativa que nas zonas adjacentes. De referir também as perdas de areia de enchimento junto à abertura de enchimento.



Figura 4.20. Pormenor de erosões nas juntas e nas entradas de enchimento (2 de março de 2016).

4.5.3. JUNHO DE 2016

A 14 de junho de 2016 deu-se início aos trabalhos de recuperação da zona em que ocorreu a rutura de um dos cilindros que compõe a estrutura longitudinal aderente. A medida passou por retirar o cilindro danificado e colocar um novo. A figura 4.21 retrata a fase inicial dos trabalhos, em que o cilindro antigo já foi esvaziado e removido.



Figura 4.21. Início dos trabalhos de recuperação do cilindro danificado (junho de 2016).

4.6. APRECIÇÕES FINAIS

À data da elaboração da presente dissertação, estava bem presente a necessidade junto das entidades competentes de intervir no local de forma a melhorar as suas condições.

Com o intuito de conhecer a melhor geometria a adotar ao nível do *scour apron* em intervenções futuras de requalificação da estrutura, serão estudadas em modelo físico reduzido possíveis variantes da solução previamente descrita, procurando recriar-se as mesmas condições existentes no local.

Através deste estudo pretende-se consolidar a ideia da necessidade da colocação do *scour apron* neste tipo de estruturas, de forma a evitar infraescavações na base do cilindro em geossintéticos. Para além disso pretende-se conhecer a melhor geometria a adotar ao nível do *scour apron*, nomeadamente, no que toca, ao comprimento da tela de *apron*, profundidade e distância a que deve ser colocado o tubo de ancoragem relativamente ao cilindro. Para além disso será estudada a influência do volume e inclinação do talude de recobrimento sobre a estabilidade da estrutura.

Este tema será discutido ao longo dos próximos dois capítulos.

5

TRABALHO EXPERIMENTAL, SISTEMAS E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO

5.1. ENQUADRAMENTO

Ao longo do capítulo 4 foram referidos alguns dos problemas associados às técnicas de sistemas de confinamento através de cilindros em geotêxteis no que toca à sua estabilidade e vida útil.

Foi apresentada a possibilidade de utilizar sistemas de confinamento de areias em conjugação com o chamado *scour apron* para combater as situações de possível instabilidade, nas condições mais adversas, devidas a infraescavações na base dos sistemas de confinamento ou deslizamento dos mesmos.

Neste capítulo descreve-se todo o processo de experimentação do caso de estudo mencionado no capítulo anterior, ou seja, a aplicação de um sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* como proteção ao avanço do mar.

De notar que apesar dos modelos à escala serem uma reprodução simplificada da realidade física (ou protótipo), permitem a reprodução dos fenómenos físicos que governam o comportamento das obras costeiras e portuárias. No entanto, para que os resultados de um modelo físico possam ser usados com segurança, quer para fins de projeto, quer de investigação, é necessário garantir que todas as variáveis com interesse para o estudo estão corretamente reproduzidas no modelo e que este é preciso, realista e seguro, Davies *et al.*, 2001.

As condições para que um modelo físico reproduza todos os aspetos do fenómeno em estudo são as condições de semelhança, a qual, idealmente, deve ser completa (secção 5.3.1). Sendo na prática quase sempre impossível conseguir uma semelhança completa entre o modelo e o protótipo opta-se por reproduzir no modelo as ações com mais relevância para o problema em estudo.

O objetivo principal da modelação laboratorial é estudar, para condições de agitação que promovam maiores erosões localizadas ao nível da base da estrutura, o desempenho global da mesma com ou sem *scour apron*. Serão estudadas várias combinações no que toca à geometria do *scour apron* e comparando com a solução adotada no caso de estudo, vai ser possível retirar conclusões relativamente às melhores geometrias a adotar em obras futuras.

Este capítulo encontra-se subdividido em 7 fases. Numa primeira fase descrever-se-ão os objetivos do trabalho experimental, de seguida os princípios gerais da modelação física, depois todo o material e equipamento utilizado ao longo deste procedimento experimental precedido pelo plano de ensaios. Por fim, indicam-se as condições hidrodinâmicas do protótipo e a definição dos modelos físicos de teste.

5.2. OBJETIVOS

Neste subcapítulo estão descritos os objetivos do ensaio laboratorial. Todos os aspetos da modelação física foram inspirados na estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos presente em Ofir, de forma a estudar o seu comportamento face às condições locais, bem como uma possível otimização da mesma. Em suma, os objetivos foram:

- Numa primeira fase, estudar para o perfil mais gravoso e para as condições hidrodinâmicas mais desfavoráveis, o comportamento do cilindro em geossintéticos na ausência do *scour apron*. Pretende-se analisar tanto a sua estabilidade como os fenómenos de erosão localizada, na sua base, de forma a verificar a necessidade ou não, de um mecanismo para a sua proteção;
- Observar o comportamento do mesmo cilindro mas dotado de *scour apron*, com as mesmas características físicas do presente em Ofir. Verificando as melhorias que este sistema complementar introduz principalmente ao nível das infraescavações na base do cilindro em geossintéticos;
- Examinar a estabilidade do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos dotado de *scour apron* quando o tubo de ancoragem é colocado à mesma cota que o cilindro, ou seja, o *scour apron* na horizontal. Proposta esta indicada pela empresa fornecedora do material geossintético;
- Estudar a influência da maior ou menor profundidade de implantação do tubo de ancoragem, sob os fenómenos erosivos globais e localizados;
- Retirar conclusões relativamente à influência do volume e inclinação do talude de recobrimento da estrutura de defesa costeira;
- Explorar a influência do maior ou menor comprimento em planta do *scour apron*;
- Examinar a evolução do cordão dunar durante e após a realização do ensaio, com especial atenção aos fenómenos de erosão que se foram desenvolvendo;
- Compreender quais os estados de agitação que geram situações mais desfavoráveis sob a estabilidade da estrutura;
- Estudar comparativamente as seis hipóteses elaboradas, de forma a conhecer a melhor alternativa para obras futuras.

De forma a atingir tais objetivos, propôs-se a elaboração de um modelo físico 2D, com fundos móveis composto por areia, disponível no Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP. Representa uma determinada secção do perfil transversal da praia de Ofir, definida a partir do levantamento topográfico efetuado a 9 de setembro de 2014. Tendo em conta que a orla costeira se encontra em constante evolução, é bastante provável que o perfil existente à data desta dissertação seja ligeiramente diferente do que será representado no modelo.

5.3. PRINCÍPIOS GERAIS DA MODELAÇÃO FÍSICA

Segundo Hughes (1993), a modelação física baseia-se no princípio de que a reprodução no modelo de um parâmetro físico do protótipo é feita a uma proporção correta mas a uma escala reduzida.

A semelhança entre modelo e protótipo deverá ser completa a nível geométrico, cinemático e dinâmico, sendo a semelhança dinâmica a mais importante seguida da cinemática (Frostick *et al.*, 2011). Sendo a

semelhança completa praticamente impossível de atingir em modelo reduzido, recorre-se à análise dimensional para definir as relações de semelhança a serem usadas num estudo concreto e de forma a poder avaliar a legitimidade da extrapolação dos resultados obtidos no modelo físico para o protótipo (Gomes, 2014).

Uma correta identificação das relações de semelhança a aplicar num estudo é fundamental para apresentar os resultados da forma correta, para que possam ser interpretados quantitativamente - como taxas de transporte sedimentar - e à escala de protótipo. Em casos em que os resultados são apenas qualitativos - como padrões de erosão - é igualmente importante, pois continua a ser necessário reproduzir as forças relativas.

Segundo Frostick *et al.*, (2011), negligenciar considerações de escala pode levar a resultados tanto irrelevantes como tendenciosos ou falsos.

Quando se trabalha em modelação física de dinâmica costeira é usualmente utilizada a semelhança de Froude, descurando as semelhanças de Reynolds e Weber, o que indica que os efeitos da gravidade são os mais preponderantes. Assim, a semelhança de Froude é aplicada em condições de protótipo enquanto a de Reynolds e de Weber ficam sujeitas a efeitos de escala, isto significa que são sobrestimadas no modelo. Modelos mais pequenos levam a graus de sobrestimação superiores.

Por vezes, fazendo pequenas correções de aumento de escala, como o reforço da turbulência, consegue-se garantir que o número de Reynolds e de Weber são da mesma ordem no protótipo (Gomes, 2014).

Hughes (1993), Dalrymple (1985) e Chanson (2004), fazem uma descrição bastante completa do conceito geral da modelação física, princípios e critérios de semelhança e requisitos práticos para atingir essa similaridade em modelos de engenharia hidráulica.

Os critérios a ter em conta para uma correta definição, tanto da escala do modelo físico como dos modelos em fundos móveis, os efeitos de escala presentes e a escolha do tipo de modelo (distorcido ou não distorcido) utilizado são descritos nas secções seguintes.

5.3.1. CRITÉRIOS DE SEMELHANÇA DO MODELO FÍSICO

É fundamental que o modelo físico tenha um comportamento semelhante ao protótipo (Goda, 2010). Para o modelo reproduzir todos os aspetos dos fenómenos reais, é necessário garantir a semelhança geométrica (forma do modelo), semelhança cinemática (movimentos) e semelhança dinâmica (forças). A semelhança completa, na prática, é praticamente impossível de ser satisfeita. Quando se estudam estruturas de índole costeira, as forças mais relevantes são as forças gravitacionais, de tensão superficial e de viscosidade, correspondendo a uma combinação das semelhanças de Froude, Reynolds e Weber, Eq. 17, 18 e 19, respetivamente. Como já foi mencionado em 4.3 não é possível executar o modelo físico garantindo as três condições.

$$Fr = \frac{U^2}{g \cdot l} \quad (17)$$

$$Re = \frac{U \cdot l}{\nu} \quad (18)$$

$$We = \frac{\rho \cdot U^2}{\delta} \quad (19)$$

em que, U (m/s) é a velocidade, g (m/s^2) a aceleração da gravidade, l (m) o comprimento, ν ($N \cdot s/m^2$) a viscosidade cinemática, ρ (Kg/m^3) a massa volúmica e δ (N/m) a tensão superficial.

Como já foi referido em 5.2, os efeitos da gravidade são os mais significativos levando a que o modelo obedeça à semelhança de Froude, que dita que a escala de tempo e da velocidade deve ser igual à raiz quadrada da escala geométrica. A escala de tempo, para o critério de Froude, está representada na Eq.20.

$$\lambda_t = \sqrt{\lambda_l} \quad (20)$$

Um outro fator a ter em conta na escolha da escala do modelo físico são as dimensões do canal disponível para a realização do trabalho experimental, bem como o posicionamento do modelo de forma a ser possível obter registos visuais e fotográficos a partir das janelas durante o ensaio. Tendo em conta todos os fatores, a escala adotada deve ser a maior possível de forma a minimizar os efeitos de escala.

Segundo Hughes *et al.*, (1990), citado por Gomes (2014), para modelos em fundos móveis à escala é fundamental manter a semelhança nos perfis de equilíbrio da linha de costa entre o modelo e o protótipo, em particular na zona de rebentação. O género de transporte sedimentar dominante, transporte por arrastamento ou transporte por suspensão, deve ser também devidamente reproduzido. Os respetivos critérios de semelhança adotados são retratados em pormenor de seguida.

5.3.2. CRITÉRIOS DE SEMELHANÇA DO TRANSPORTE SEDIMENTAR TRANSVERSAL DE MODELOS EM FUNDOS MÓVEIS

Quando são aplicadas forças hidrodinâmicas sob os modelos em fundos móveis, o material de fundo que o constitui reage, Hughes (1993).

Para modelos em fundos móveis geometricamente não distorcidos - as escalas horizontais e verticais são iguais - existem já vários critérios para a semelhança dinâmica de processos sedimentares. Baseiam-se em diversos parâmetros: número de Reynolds, parâmetro de Shields, densidade relativa dos sedimentos, semelhança das partículas geométricas e velocidade de queda, representados respetivamente pelas Eq. 21, 22, 23, 24 e 25.

Mais informação sobre as considerações de escala em modelos de fundos móveis podem ser encontrados em Hughes (1993), Dalrymple (1985), Kamphuis (2009) e Oumeraci (1993).

- Critério do número de Reynolds, Re^* ;

$$N_{Re^*} = \frac{\sqrt{N_g N_L}}{N_v} N_D = 1 \quad (21)$$

- Critério do parâmetro de Shields, F^* ;

$$N_{F^*} = \frac{N_\rho N_g N_L}{N_{\gamma I} N_D} = 1 \quad (22)$$

Os critérios retratados nas Eq. 21 e 22 estão relacionados com o início do movimento das partículas de sedimentos. Correntemente aceita-se que o género de transporte sedimentar transversal está associado ao número de Shields.

Por outro lado, a taxa de transporte sedimentar relaciona-se com o critério de densidade relativa dos sedimentos, Eq. 23, e com o critério de semelhança das partículas geométricas, Eq. 24.

- Critério da densidade relativa dos sedimentos, $\frac{\rho_s}{\rho_w}$;

$$\frac{N_{\rho S}}{N_{\rho W}} = 1 \quad (23)$$

- Critério da semelhança de partículas geométricas, $\frac{\lambda}{D}$;

$$\frac{N_L}{N_D} = 1 \quad (24)$$

- Critério da velocidade de queda relativa, $\frac{\omega_s}{\sqrt{g H_b}}$.

$$\frac{N_{\omega_s}}{\sqrt{N_g N_L}} = 1 \quad (25)$$

em que $\sqrt{g H_b}$, é uma velocidade característica, no qual H_b corresponde à altura de onda na rebentação e ω_s é a velocidade de queda dos sedimentos.

Podendo o transporte de sedimentos ser feito simultaneamente tanto por arrastamento no fundo como por suspensão, é interessante estudar os fatores mais relevantes quando o modelo é dominado por transporte sedimentar, arrastamento ou suspensão.

Quando as tensões de corte no fundo são baixas, dá-se o transporte sedimentar por arrastamento. Segundo Kamphuis (1975), de forma a obter um bom modelo é necessário que a densidade da areia no modelo e no protótipo seja a mesma e as dimensões dos grãos de areia estejam em conformidade com a escala geométrica do modelo. Para isso, é necessário haver coerência no protótipo e no modelo dos seguintes números índice: número de Froude densimétrico, densidade relativa dos sedimentos e comprimento relativo dos sedimentos.

Modelos em que se verificam escoamentos com elevados níveis de turbulência, que promovem a elevação das partículas na coluna de água, diz-se que estão dominados pelo transporte sedimentar em suspensão. Estes modelos têm em conta parâmetros diferentes dos modelos dominados pelo transporte por arrastamento, Silva (2010), citado por Ferreira (2014). Segundo Hughes (1993), nestes casos, o critério da velocidade de queda, Eq. 25, é o mais significativo e deve ser semelhante tanto no protótipo como no modelo. O fator de escala N_L pode então ser calculado através do N_{ω_s} , assumindo a semelhança de Froude.

5.3.2.1. Efeitos de escala em modelos em fundos móveis

Nos modelos em fundos móveis à escala reduzida existem sempre efeitos de escala associados que introduzem sobrevalorizações e/ou subvalorizações de diversos fenómenos, pois é impossível satisfazer todos os critérios apresentados.

Uma defeituosa reprodução do número de Shields leva a alterações a dois níveis: no movimento dos sedimentos, em que a agitação remove os sedimentos mais lentamente, levando a uma erosão mais morosa e no tipo de transporte sedimentar, em que normalmente no modelo se verifica um menor volume de partículas em suspensão.

Uma imperfeita reprodução do número de Reynolds leva a uma afetação do regime de escoamento, mas visto que os efeitos da viscosidade são desprezáveis, conduz a efeitos de escala pequenos.

Segundo Kamphuis (1985), utilizar materiais leves ao invés da areia convencional, leva a acelerações inferiores das partículas no modelo e por conseguinte a taxas de transporte inferiores. Pode levar também à alteração do tipo de transporte sedimentar devido à maior rapidez de entrada das partículas em suspensão. Disparidades na densidade relativa dos materiais leves são tratadas de forma detalhada em Kamphuis (1985), Hughes (1993) e Dalrymple (1985).

5.3.3. MODELO NÃO DISTORCIDO

Um modelo em que não se verifique uma semelhança completa deveria ser chamado de modelo distorcido, mas como se viu, a semelhança completa dificilmente se consegue alcançar. Devido a isto é comum chamar-se modelo distorcido a um modelo em que não se verifique uma semelhança geométrica, Hughes (1993).

Em geral a escala de comprimentos, N_l , é definida pelo autor, em função das dimensões disponíveis para a realização do modelo. Admitindo que esta escala diz respeito à escala horizontal, a escala vertical pode ser obtida por semelhança para uma profundidade característica, h , Eq. 26.

$$N_h = \frac{h_m}{h_p} \quad (26)$$

em que, N_h , diz respeito à escala vertical, h_m e h_p às profundidades características no modelo e no protótipo respetivamente.

Em modelos físicos não distorcidos as duas escalas são iguais, enquanto em modelos físicos distorcidos a escala vertical é significativamente superior. A distorção do modelo é dada pela Eq. 27.

$$\Omega = \frac{N_h}{N_l} \quad (27)$$

O modelo em fundos móveis realizado será não distorcido, mas em determinados casos da engenharia costeira a elaboração de um modelo distorcido é necessário e traz claras vantagens. Silva (2010) enumerou as mais importantes:

- Redução do espaço necessário à construção;
- Ampliação de fenómenos na vertical;
- Acentuar declives de forma a serem facilmente medidos;
- Redução de efeitos de escala, como de tensão superficial em modelos com baixa profundidade;
- Garantir o carácter turbulento do escoamento;
- Redução dos custos de operação do modelo.

Porém, na interpretação dos resultados tem que se ter em conta que a distorção do modelo leva a diversos efeitos que têm de ser tidos em conta, como a incorreta reprodução das velocidades e a difração das ondas (intensidade e direção) (Silva, 2010).

5.4. EQUIPAMENTOS E MATERIAIS UTILIZADOS

Na presente subsecção é feita uma descrição detalhada da geometria do tanque de ondas e do funcionamento dos aparelhos utilizados e a sua relevância para este estudo.

É possível encontrar descrições mais pormenorizadas dos diversos aparelhos em Rosa Santos (2010), Silva (2010) e das Neves (2011).

5.4.1. TANQUE DE ONDAS

O tanque de ondas onde foi efetuado todo o procedimento experimental encontra-se no Laboratório de Hidráulica (LH) da SHRHA da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Este tanque é dotado de 12 m de largura, 1.2 m de altura e 28 m de comprimento. O sistema de geração de ondas, constituído por batedores, está localizado num dos extremos do tanque ocupando aproximadamente 3 m do comprimento total do tanque. A praia dissipadora encontra-se no outro extremo do tanque ocupando aproximadamente 8 m do mesmo, sendo composta por material granular e tendo como finalidade evitar os fenómenos de reflexão, consegue isso através da promoção da rebentação da agitação gerada e consequentemente uma perda significativamente grande de energia. Na figura 5.1 pode ver-se um esquema em planta do mesmo.

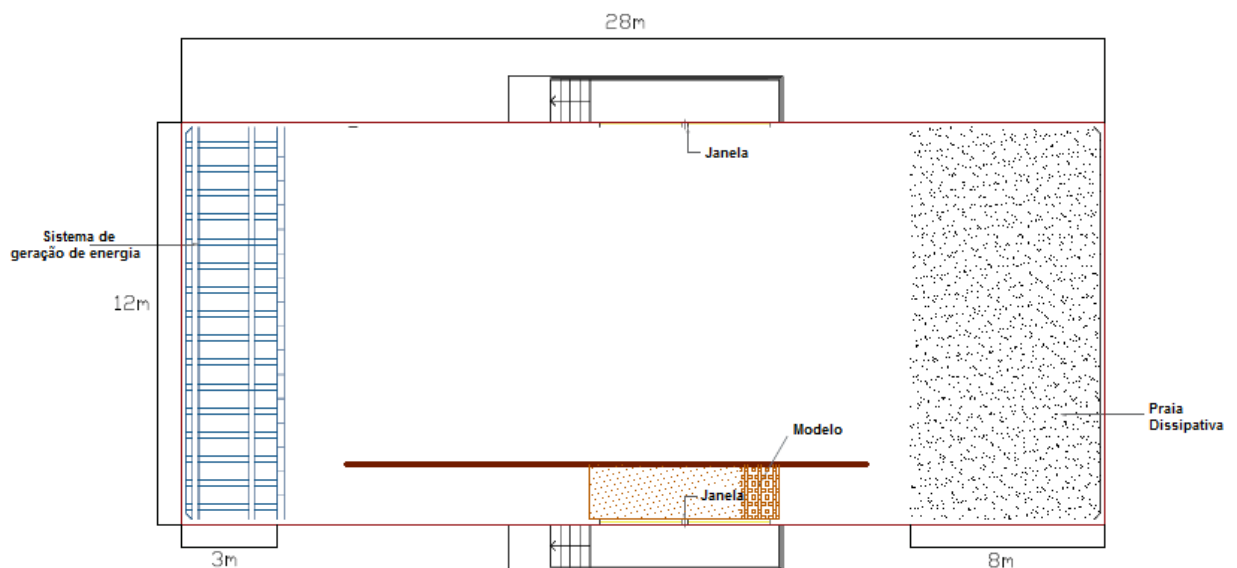


Figura 5.1. Planta esquemática do tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP.

De referir que para a realização dos ensaios apenas foi utilizado uma pequena parte do tanque de ondas, de largura 1.5 m, localizado junto à parede do lado direito (no sentido da propagação da agitação). A definição da escala do modelo, para além de se ter em conta todos os fatores hidrodinâmicos e físicos do protótipo, foi condicionada de forma a todos os modelos serem visualizados e fotografados a partir das duas janelas que se encontram do lado direito. Na figura 5.2 pode ver-se a posição do canal dentro do tanque e na figura 5.3 as duas janelas de onde será realizado o registo fotográfico durante os ensaios.

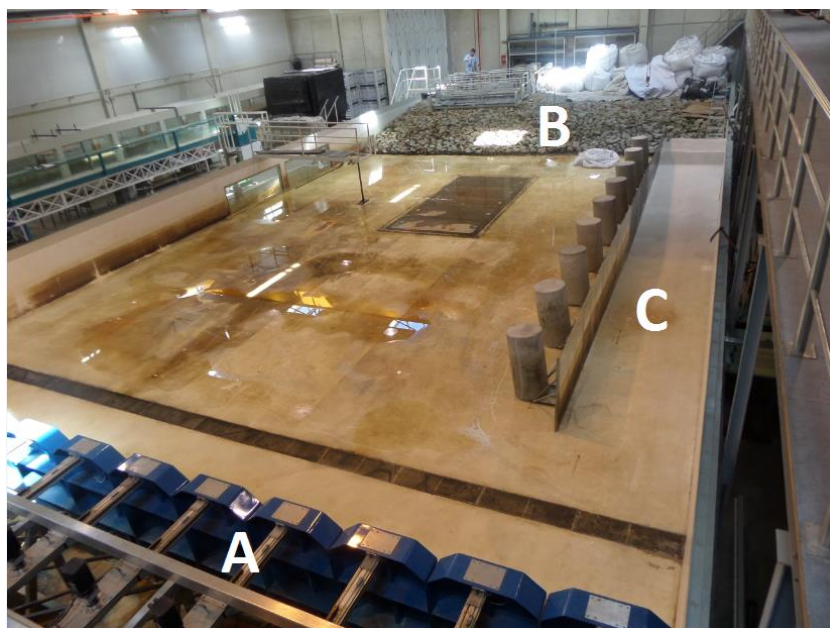


Figura 5.2. Tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP, já com o canal utilizado nos ensaios.

Na figura 5.2, A, diz respeito ao sistema de geração marítima (batedores), B corresponde à praia dissipativa e C ao canal de largura de 1.5 m utilizado nos ensaios. A praia representada na imagem diz respeito à Planta0.SérieA que vai ser descrita mais adiante.



Figura 5.3. Janelas junto ao canal utilizado para os testes.

5.4.2. SISTEMA DE GERAÇÃO DE ONDAS

O tanque de ondas instalado no Laboratório de Hidráulica (LH) da SHRHA da FEUP é dotado de um sistema de geração de agitação marítima constituído por: uma unidade de controlo e um computador de geração de sinal localizados na sala de controlo, e pela máquina de geração localizada no interior do tanque de ondas (Rosa-Santos, 2010). Este último está retratado na figura 5.4 e ocupa a totalidade da largura do tanque, 12 m, e é composto por 16 pás batedoras do tipo pistão, com 0.75 m de largura cada,

acionados por motores elétricos e podem movimentar-se de forma independente na direção horizontal. A medição instantânea da elevação da superfície livre é feita por sondas de nível hidrodinâmico.



Figura 5.4. Conjunto de Batedores do sistema de Geração de Ondas *HR Wallingford*.

As pás batedoras têm os próprios movimentos autónomos entre si, o que permite uma elevada flexibilidade no seu funcionamento, permitindo a geração de múltiplos estados de agitação marítima com apenas uma ou várias direções, funcionando em serpente ou usando apenas certos batedores. O funcionamento do sistema está limitado a profundidades de água até 1 m, gerando ondas com alturas, períodos e frequências variáveis em função da profundidade da água pretendida, da capacidade de geração dos batedores e do limite físico de rebentação (Porto, 2013).

O sistema de geração marítima foi desenvolvido pela *HR Wallingford*, UK, e é controlado pelo *software HR WaveMaker*, (Rosa-Santos, 2010). O sistema de geração integra um sistema de absorção ativa (ou dinâmica) de reflexões – *HR Wallingford Dynamic Wave Absorption (DWA)*, que mede constantemente a elevação da superfície livre da água através de cada uma das pás do sistema e posteriormente reajusta a posição destas de forma a obter uma compensação adequada. Este sistema permite que as ondas que são refletidas pelo modelo físico e pelas paredes do tanque de ondas não sejam de novo refletidas nas pás do sistema o que pode provocar uma alteração significativa das alturas de onda desejadas, assegurando que os estados de agitação no interior do tanque sejam apenas os resultados da combinação das ondas geradas pelo sistema (originais) com as que são refletidas pelo modelo físico (Rosa-Santos, 2010).

O desempenho teórico do sistema de geração marítima para várias profundidades de água, com ou sem o DWA, está representado na figura 5.5. Como se pode ver, a altura máxima de onda é reduzido quando o sistema de absorção está a ser usado, pois o sistema de geração é capaz de absorver ondas ao mesmo tempo que está a gerá-las.

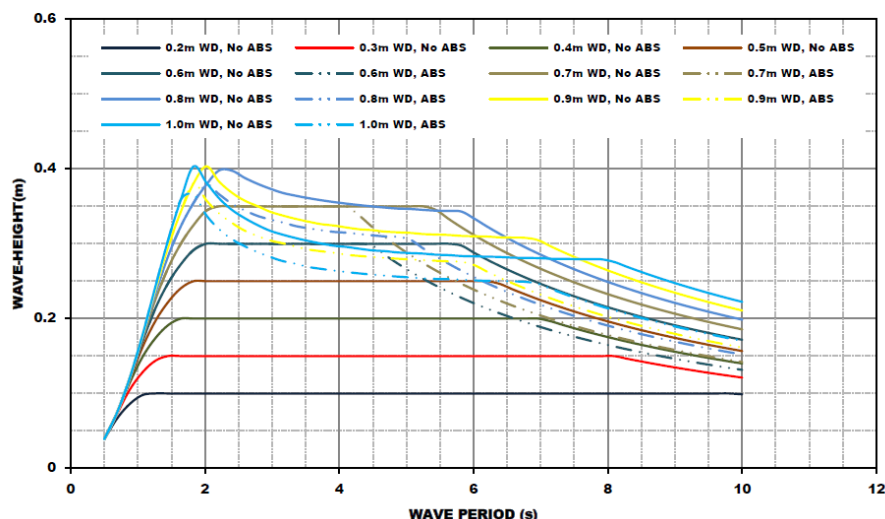


Figura 5.5. Desempenho teórico do sistema de geração de ondas multi-elemento *HR Wallingford* (fonte: das Neves, 2011).

O sistema de absorção ativa de reflexões presente no Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP estava avariado à data da realização da dissertação, estando todos os ensaios realizados na presente dissertação com um pequeno erro associado a este fator.

Já foram feitos testes ao nível do tanque de forma a ser possível prever o valor das reflexões e concluiu-se que a praia dissipativa absorvia cerca de 15%. Ao nível do modelo em estudo, visto que não termina na praia dissipativa e ocupa uma pequena parcela do tanque, deveriam ter sido feito testes à priori de forma a ser possível prever ou ultrapassar os erros devidos à reflexão das ondas. Devido ao tempo disponível em laboratório e ao elevado número de ensaios verificou-se impossível.

5.4.3. SONDAS DE NÍVEIS HIDRODINÂMICOS

As sondas de níveis hidrodinâmicos medem as elevações instantâneas da superfície livre da água. Foram dispostas 4 sondas do tipo resistivo de haste longa (600 mm), ao longo do comprimento do canal, como se pode ver pela figura 5.6 e com as respetivas posições esquematizadas na figura 5.7. A posição das três primeiras sondas foi definida por comparação com o trabalho de das Neves (2011). A sonda número 10 foi colocada estrategicamente na zona da praia de forma a ser possível detetar possíveis problemas de sobrelevações do nível de água quando a agitação atinge a praia (*Wave set-up*).

A parte inferior das sondas do tipo resistivo, que fica em contacto com a água, é composta por duas hastes metálicas separadas por uma distância fixa e que são alinhadas perpendicularmente à direção de propagação da onda. Nestas hastes passa um fluxo de corrente elétrica e é medida a diferença de potencial através das alterações das diferenças de potencial mede-se a elevação da superfície da água. Esta diferença de potencial medida é proporcional à condutividade da água e à profundidade da sonda submersa (Gomes, 2014).

Como já foi mencionado anteriormente, a calibração das sondas teve que ser feita diariamente antes de iniciar os ensaios, na ausência de qualquer movimento da água no interior do tanque. Este procedimento é essencial pois de um dia para o outro podem ocorrer diversos fenómenos ao nível da água que afetam a qualidade das medições, tais como, a alteração da condutividade da água e a deposição de microalgas

nas sondas. Preferencialmente, as sondas deveriam ser limpas antes da calibração, apenas não foi feito devido ao tempo reduzido em laboratório.

A calibração consiste na medição do sinal enviado pela sonda quando é elevada e descida de um valor conhecido relativamente ao 0. O valor 0 deve estar localizado de forma a ser capaz de detetar toda a onda, desde a cava até à crista da mesma, então deve estar colocado aproximadamente a meio da altura da onda máxima que pretendemos gerar. Como a altura de onda máxima a gerar seria de 21 cm, aquando da calibração subíamos 12 cm e baixávamos 12 cm em relação ao 0. Estes valores foram usados apenas durante a série A, pois rapidamente se verificou que não era interessante para o estudo testar alturas de onda acima dos 13 cm. Da série B até à série F aquando da calibração passou-se a subir 10 cm e a baixar 10 cm em relação ao 0.

Era possível ter acesso e trabalhar a informação fornecida pelas sondas através do programa *HR Wave Data* e assim efetuar a calibração das mesmas.

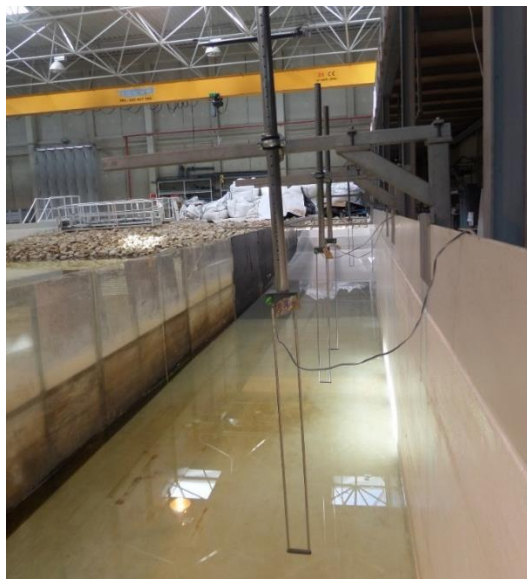


Figura 5.6. Sondas de níveis hidrodinâmicos dispostas ao longo do canal.

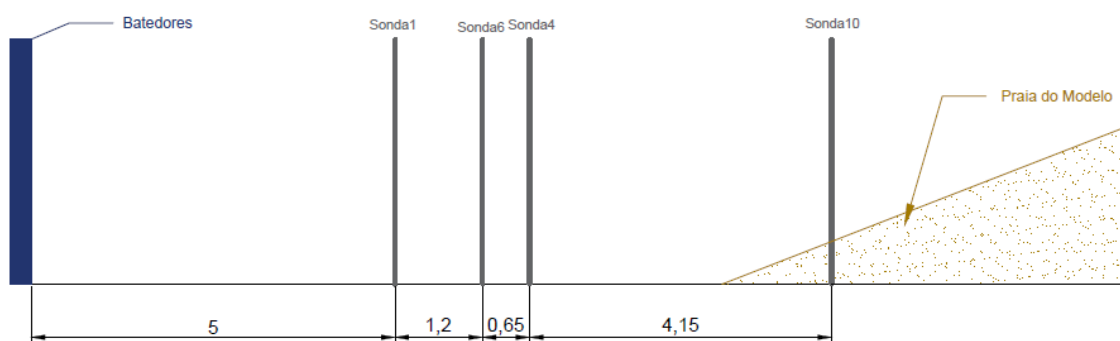


Figura 5.7. Disposição esquemática das sondas de níveis hidrodinâmicos ao longo do canal.

De notar que todas as sondas tinham que estar imersas para funcionar e quando a sonda estivesse colocada no 0 (posição em que são realizados os ensaios) nunca deveria estar muito próxima da base do

modelo de forma a não criar problemas ao nível do escoamento nessa zona, podendo gerar erosões localizadas nesse local aquando do ensaio. Outro fator a ter em conta é a colocação da sonda o mais afastada possível das paredes de forma a evitar a influência dos efeitos de parede durante as medições de nível.

A frequência de aquisição das sondas utilizada foi de 60 Hz e o *software* usado para a aquisição e análise dos dados foi o *HR DAQ* que compreende a calibração, aquisição dos dados com a possibilidade de ver em tempo real a evolução do ensaio e, também, a análise dos dados.

5.4.4. AQUISIÇÃO E ANÁLISE DE DADOS

A aquisição e análise de dados ocorria na chamada sala de controlo situada junto ao tanque de ondas onde está instalado todo o material informático usado para a geração das ondas e a calibração das sondas hidrodinâmicas. Durante os diversos ensaios foram utilizados os *softwares* *HR Wave Maker*, ligado ao sistema de geração de ondas, e o *WR WaveData* ligado ao sistema de aquisição. Ambos representados na figura 5.8, o do lado esquerdo diz respeito ao *HR Wave Maker* e o do lado direito ao *WR WaveData*. De notar que antes de efetuar qualquer ensaio era necessário proceder à calibração das sondas de forma a obter o menor número de erros possíveis e só depois iniciar os trabalhos. O sistema de geração de ondas era sempre utilizado em simultâneo com o sistema de recolha de dados das sondas, de forma a obter a altura de onda e respetivo período no decorrer dos testes experimentais.

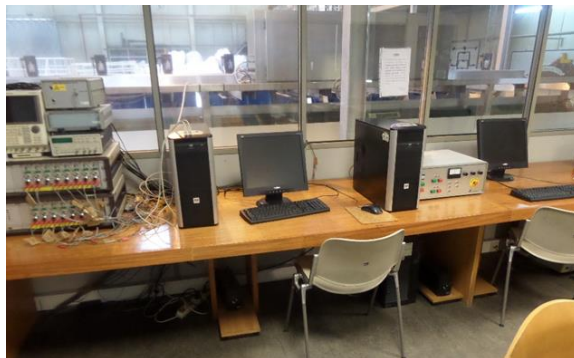


Figura 5.8. Sistemas informáticos utilizados nos ensaios, localizados na sala de controlo.

O *datalogger* das sondas de nível está representado na figura 5.9. Durante os ensaios foram utilizados 2 destes, representados na figura 5.8 à esquerda. Estes são correntemente conhecidos por borde 0 (em baixo) e borde 1 (em cima).



Figura 5.9. *Datalogger* das sondas de nível (fonte: das Neves, 2011).

5.4.1.1. Condições hidrodinâmicas de teste

A altura de água utilizada ao longo de todos os ensaios foi de 0.46 m.

As ondas geradas foram do tipo regular. Na secção 4.7.4 são descritos os critérios de rebentação das ondas tidos em conta aquando da definição das condições hidrodinâmicas de teste.

5.4.5. CILINDROS EM GEOSSINTÉTICOS DOTADOS DE SCOUR APRON

No decorrer dos ensaios foi utilizado um cilindro em geossintéticos, de diâmetro 32 cm e comprimento 1.5 m, já existente no Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP, o qual tinha sido utilizado em estudos anteriores. Apenas se teve de esvaziar e voltar a encher de forma a ficar com uma altura de enchimento de 0.20 m. Este cilindro e todos os outros existentes no laboratório foram fornecidos pela GEOSIN®. O *scour apron* utilizado foi feito à medida para este estudo e foi também fornecido pela GEOSIN®.

Apesar de tanto o material do cilindro como do *scour apron* empregues na modelação física terem características bastante semelhantes aos utilizados em Ofir, não são os mais adequados, devido às relações de escala existentes para a modelação física. Há uma relação de escala inerente em relação à permeabilidade e à força de tensão durante a fase de enchimento ou durante os testes sob ação das ondas. Não sendo possível considerar um adequado escalonamento destes fatores é necessário alcançar um consenso de forma a obter-se uma boa modelação do caso de estudo (das Neves, 2011). Relativamente à fase de enchimento, a força de tensão necessária é aquela que permite um correto manuseamento dos mesmos sem a danificação do material. No que toca à permeabilidade, desde que uma correta escala geométrica esteja garantida, encontra-se em conformidade com o protótipo.

A espessura do material deveria ser bastante inferior, para estar de acordo com a escala adotada. Por impossibilidade de fabrico tanto do cilindro como da tela rematada em tubo a uma espessura tão reduzida teve que se utilizar o material normalmente utilizado em obra, acabando por funcionar como uma "armadura" no modelo em fundos móveis. Visto que o objetivo não era estudar a estrutura até à rutura mas sim a melhor geometria a adotar em termos de *scour apron*, este aspeto pode ser ultrapassado.

Na série A apenas foi colocado o cilindro como vai ser descrito mais à frente. Das séries B à F juntou-se o *scour apron*, composto por duas telas rematadas em tubo cujas características estão descritas na tabela 5.1.

Tabela 5.1. Características das componentes do *scour apron*.

Tela 1	
Largura	0.82 m
Comprimento	1.30 m
Tubo de ancoragem 1	
Diâmetro Teórico	0.04 m
Altura de enchimento	0.03 m
Comprimento	0.82 m
Tela 2	
Largura	0.75 m
Comprimento	1.30m
Tubo de ancoragem 2	
Diâmetro Teórico	0.04m
Altura de enchimento	0.03m
Comprimento	0.75m

O material geossintético tanto do cilindro como do *scour apron* é o GT600M. Embora na obra de Ofir tenha sido utilizado o GT1000MB, esta diferença de material entre o modelo e o protótipo não vai trazer grandes discrepâncias ao nível dos resultados pois as características dos mesmos são semelhantes como foi descrito em 3.5.4. Outra condicionante que obrigou a ser utilizado este material é que ao nível da fábrica da TenCate®, na Holanda, quando se produzem estes modelos reduzidos para testes em laboratório é utilizado o geossintético GT600M. Tanto o cilindro como o *scour apron* estão representados nas figuras 5.10 e 5.11, respetivamente.



Figura 5.10. Cilindro em geossintéticos, utilizado na atividade laboratorial.



Figura 5.11. *Scour apron*, utilizado na atividade laboratorial.

5.4.6. EQUIPAMENTOS DE AQUISIÇÃO DE IMAGEM

A aquisição de imagens foi efetuada a partir de uma câmara fotográfica digital, Samsung WB200F.

5.4.7. TÉCNICAS DE MEDIÇÃO

Não havendo a possibilidade de medir os perfis a partir do perfilador automático existente no Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP devido a avaria do mesmo, teve que se optar por outro mecanismo de medida. Acabou por se optar por uma sonda ADV que rapidamente se mostrou inadequada para os ensaios acabando por se realizar todas as medições a partir de uma régua. Ambos os métodos vêm descritos nos pontos 5.4.7.1 e 5.4.7.2, respetivamente.

5.4.7.1. ADV – Acoustic Doppler Velocimeter Measuring Device

A fim de avaliar o perfil, antes e depois da realização de cada ensaio foi usado um dispositivo de medição de velocidade, uma sonda ADV. O dispositivo utilizado foi o modelo Vectrino, desenhado por Nortek AS. Tinha uma taxa máxima de saída de 200 Hz e poderia tomar medidas até 4 m/s (Ferradosa, 2011). A sonda foi ajustada a uma barra metálica colocada no sentido longitudinal ao canal, aproximadamente a meio deste, de forma a ser possível deslizar sobre esta. Na barra estava marcada uma malha de medições do perfil, e em cada ponto era feita a respetiva medição. A sonda seria colocada a uma determinada altura que não era alterada ao longo de todo o perfil, que devia ser no mínimo de 0.60 m (0.45 m + 0.15 m de segurança). Instantaneamente as medidas 3D eram enviadas para o computador, permitindo a sua análise. Na figura 5.12 pode visualizar-se o mecanismo instalado nas condições descritas, bem como em pormenor a sonda ADV.

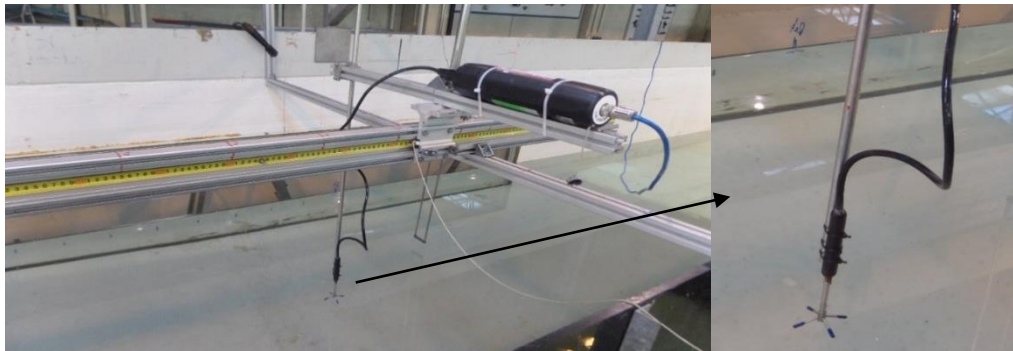


Figura 5.12 Instrumento de medição de velocidade através de sondas ADV (pormenor à direita).

Para o ADV funcionar corretamente é necessário que a base esteja dentro de água a uma distância mínima de 0.6 m da areia, e para isso ser possível ao longo de todo o perfil tem-se que encher o tanque até 0.56 m antes de realizar o ensaio, fazer a medição do perfil e depois voltar a esvaziar o tanque até 0.46 m, para realizar o ensaio. Todo este processo é muito moroso e como se pode ver pela figura 5.13 durante o enchimento de mais 10 cm do tanque para poder efetuar as medições começaram a verificar-se grandes erosões. O perfil, antes de efetuar as medições, ainda teria de ser arranjado. Este dispositivo rapidamente se mostrou inadequado, pois era muito moroso e não era viável tendo em conta o tempo disponível no laboratório.



Figura 5.13. Erosão no recobrimento do cilindro aquando do esvaziamento do canal.

Fez-se uma primeira medição com a sonda ADV que acabou por não ser utilizada. Optou-se então por utilizar uma régua metálica em vez do sistema ADV, como está representado na figura 5.14.

5.4.7.2. Régua metálica

Desenhou-se na barra metálica a malha de medição, de espaçamento entre medições decrescente à medida que a secção se aproxima do sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos. Sendo o objetivo focal dos ensaios, o estudo das infraescavações, fazia sentido um estudo mais pormenorizado na zona do cilindro em geossintéticos. As medições eram feitas, aproximadamente a meio do modelo. Este método, embora menos moroso, tem uma precisão inferior relativamente ao sistema ADV.



Figura 5.14. Instrumento de medição através de uma régua metálica.

5.5. PLANO DE ENSAIOS

5.5.1. ENQUADRAMENTO

O dimensionamento de um sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* tem inúmeras variantes e como tal são muitas as combinações que é possível fazer. Desde a variação da inclinação e do comprimento do *scour apron*, existência ou não de pescoço de cavalo, material utilizado no *scour apron* igual ou não ao do cilindro, diâmetro do tubo de ancoragem e do cilindro, talude de recobrimento, material de enchimento, entre outros.

Como foi mencionado no capítulo 3, não existindo documentos que definam disposições de projeto e construtivas deste tipo de estruturas é muito importante estudar quais as geometrias que lhe conferem uma maior estabilidade e melhor funcionamento relativamente às erosões globais e localizadas.

Apresentar-se-á neste capítulo uma tabela resumo com todas as variantes possíveis de uma estrutura deste género, que a autora desenvolveu e que era interessante estudar caso não existisse uma grande restrição de tempo associada a uma dissertação de mestrado, bem como de utilização do tanque de ondas.

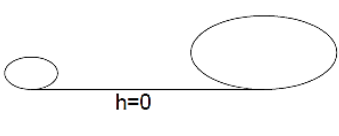
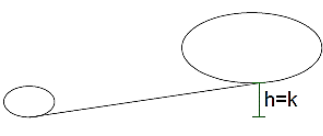

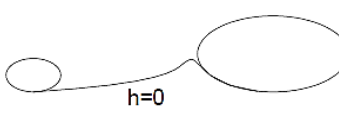
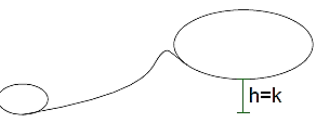

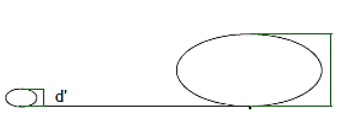
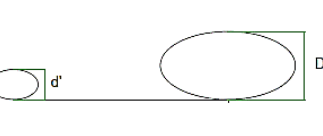
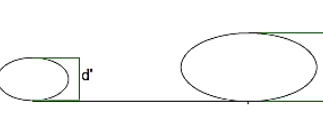
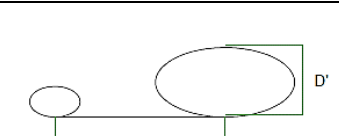
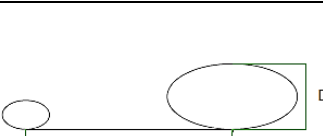
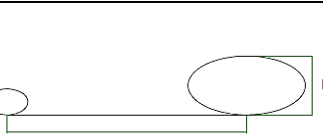
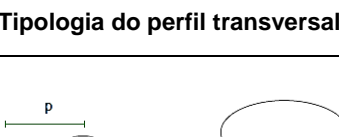


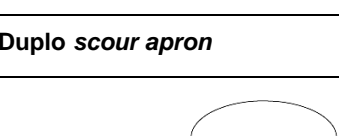
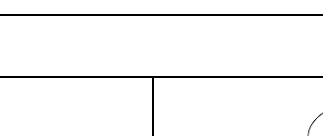

Depois apresentar-se-ão as combinações que foi possível reproduzir em modelo.


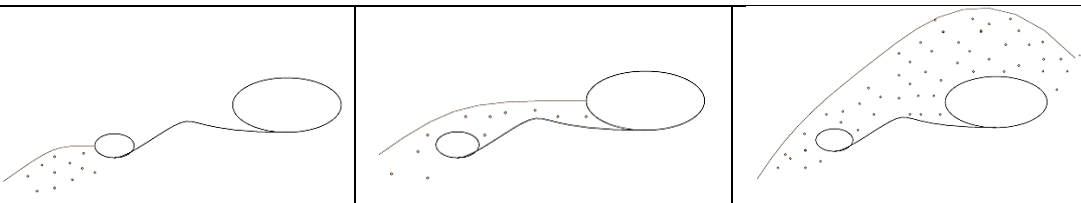
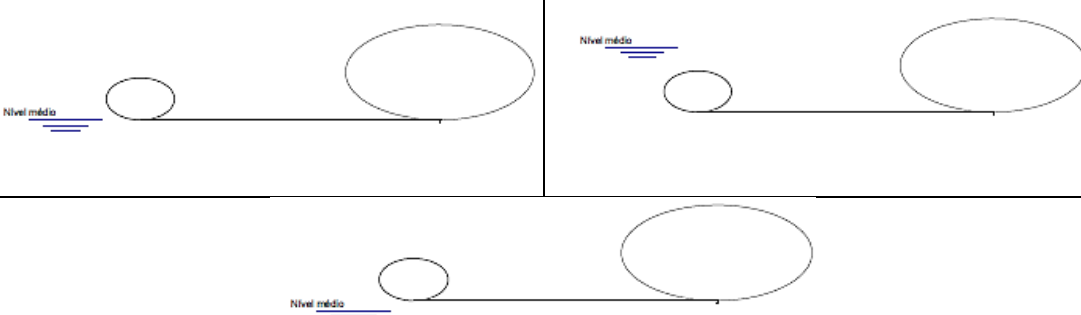

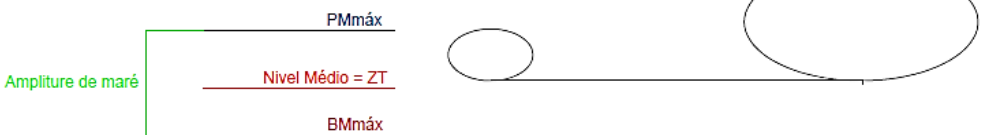
5.5.2. VARIANTES EM PERFIL E PLANTA DE UMA ESTRUTURA LONGITUDINAL ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS DOTADOS DE SCOUR APRON

A tabela 5.2 representa as diferentes variantes em perfil associadas a este tipo de estrutura, não só ao nível da geometria do *scour apron* como de outros aspetos.

Esta tabela pretende funcionar como um guia de aspetos a ter em conta aquando do projeto e construção de estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron*.

Tabela 5.2. Variantes possíveis de perfis a ter em conta numa estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron*.

Variantes possíveis de perfis a ter em conta numa estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de <i>scour apron</i>		
Diferença de cotas entre a base do cilindro e o tubo de ancoragem (sem pescoço de cavalo)		
		
Diferença de cotas entre a base do cilindro e o tubo de ancoragem (com pescoço de cavalo)		
		
Diâmetro do tubo de ancoragem		
		
Comprimento da tela de apron entre a geratriz inferior do tubo de ancoragem e o cilindro		
		
Tipologia do perfil transversal de praia		
		
Duplo <i>scour apron</i>		
		

Materiais das várias componentes		
		$M1=M2=M3$ $M1=M2 \neq M3$ $M1 \neq M2=M3$ $M1 \neq M2 \neq M3$
Recobrimento com areia		
		
Posição do nível médio da água em relação à geratriz inferior do cilindro		
		
Energia de agitação		
		
Nível da maré		
		

A tabela 5.3 retrata as possíveis disposições da tela que constitui o *scour apron* em planta, ou seja, telas sobrepostas, justapostas e separadas. Perante uma obra de grande extensão não é possível fabricar e colocar em obra cilindros que contemplem toda a sua extensão bem como o *scour apron* associado a este. É necessário colocar ao longo do comprimento da praia vários cilindros, justapostos, de menores dimensões. O mesmo se passa com as telas rematadas em tubo, que devem ser objeto de especial atenção

aquando da definição em projeto e durante a própria construção. A zona de encontro entre duas telas não deve coincidir com a zona de justaposição dos cilindros, de forma a evitar erosões locais ainda mais acrescidas por fenómenos associados a lapsos da continuidade da geometria.

Tabela 5.3. Variantes possíveis em planta a ter em conta numa estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron*.

Possíveis disposições em planta numa estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de <i>scour apron</i>	
Telas Sobrepostas	
Telas Justapostas	
Telas Separadas	

5.5.3. PLANO DE ENSAIOS

Foram testados 6 modelos distintos, em que se foi variando tanto características geométricas do *scour apron* como características do talude de recobrimento. Os ensaios tinham uma duração de 30 minutos, definida em função da duração média de tempestades em Portugal, como será explicado na secção 5.7.2.1. Durante este período de tempo, o modelo de fundos móveis estava sujeito a uma ação contínua da agitação marítima e eram feitos registos fotográficos e de vídeo a cada 5 minutos de forma a ser possível relacionar os diferentes fenómenos entre os vários ensaios.

No total foram realizados 19 ensaios com diversos estados de agitação. O nível de água no tanque foi sempre de 0.46 m, correspondendo ao nível de PMAV em protótipo, como será descrito em 4.7.4. De notar, que no final de cada ensaio era necessário proceder à reconstrução do modelo, processo bastante moroso.

Tendo em conta que o principal objetivo é compreender a necessidade da colocação de *scour apron* na base dos sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos, de forma a não ocorrerem fenómenos de infraescavação na base dos cilindros, considerou-se ser necessário primeiro ensaiar o modelo sem o

scour apron. Só assim seria possível retirar conclusões quanto às melhorias na estabilidade da estrutura aquando da colocação do mesmo.

Todos os modelos seguiram as diretrizes do caso de estudo. O primeiro modelo, P0.SA, é uma representação "inspirada" no projeto de Ofir mas sem o *scour apron*, o segundo modelo testado, P1.SB retrata exatamente o caso de estudo. Nos modelos seguintes foram alteradas tanto características geométricas do *scour apron* como do próprio talude de recobrimento, sempre de forma a ser possível relacionar com o modelo de base, ou seja, P1.SB. A tabela 5.4 faz uma descrição geral de cada modelo ensaiado.

Tabela 5.4. Resumo do plano de ensaios.

Planta		Telas	Série	Designação do Modelo	Descrição geral
0	Sem <i>scour apron</i>	-	A	P0.SA	Apenas o cilindro com as mesmas características e dimensões de Ofir
1	Com <i>scour apron</i>	Sobrepostas	B	P1.SB	Mesmas características e dimensões de Ofir
			C	P1.SC	Tubo de ancoragem á mesma cota que o sistema de confinamento.
			D	P1.SD	Maior volume de areia de recobrimento
			E	P1.SE	Tubo de ancoragem ao dobro da profundidade
			F	P1.SF	Tela com o dobro do comprimento em planta.

5.6. CONDIÇÕES HIDRODINÂMICAS NO PROTÓTIPO

De forma a definir as condições em protótipo foram consultados diversos perfis transversais das zonas onde ocorreram fenómenos de erosão mais acentuados em toda a extensão da estrutura, nos últimos anos. Com isto, pretendia-se reproduzir em modelo reduzido as condições mais desfavoráveis para a estabilidade da mesma. As condições de agitação marítima foram definidas pela análise estatística providenciada por Coelho (2005), dados recolhidos com auxílio de uma boia ondógrafa instalada ao largo do Porto de Leixões, entre 1993 e 2003. Devido à proximidade geográfica, estes dados são os que representam melhor as condições de agitação ao largo do caso de estudo.

No que respeita à altura de onda significativa as percentagem de ocorrências por escalões são: 40% de valores entre 0.5 a 1.5 m; 31.7% entre 1.5 e 2.5 m; 13.3% entre 2.5 e 3.5 m e 0.7% para alturas superiores a 8.5 m.

Relativamente ao período de onda significativa as percentagens de ocorrências por escalões são: 30% de valores entre 8 e 10 s; 25% para valores entre 6 e 8 s e 25% entre 10 e 12 s. Abaixo de 6s a percentagem é de 5.9% enquanto a percentagem de ocorrências superiores a 13 s é de 7.6%.

Analisando de forma conjunta os dois parâmetros, verifica-se que para intervalos de períodos de onda significativa de 7 a 9 s e para intervalos de altura de onda de 0.5 a 15 m têm uma percentagem de ocorrência de 16.5% de toda a amostra.

Com base no trabalho de Coelho (2005) é também possível retirar conclusões acerca da predominância das direções de onda. O quadrante de noroeste é o que apresenta maior percentagem de origem da ondulação, na ordem dos 88.4%.

O nível de maré considerado para a zona de estudo foi o de Preia-Mar de Águas Vivas, +4.00m (ZH). Este valor é característico de toda a costa oeste portuguesa e representa a situação associada às condições hidrodinâmicas mais desfavoráveis.

As características hidrodinâmicas no protótipo estão sintetizadas na tabela 5.5.

Tabela 5.5. Síntese das características hidrodinâmicas no protótipo.

Altura de onda significativa média (m)	0.5 - 2.5
Período de onda significativa média (s)	7 - 10
Nível médio da água do mar (m)	2 m (ZH)
Nível Preia Mar de águas vivas (m)	+ 4 m (ZH)

5.7. DEFINIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS DE TESTE

5.7.1. ESCALA ADOTADA

Associado a qualquer estudo de uma obra costeira em que se recorre a modelação física, é necessário definir uma escala. A definição correta da mesma permite a extrapolação dos resultados obtidos nos testes feitos no modelo para o protótipo. Para estruturas longitudinais aderentes, nomeadamente em cilindros de geossintéticos, os valores das escalas podem variar entre 1/10 até 1/50 sem aplicar qualquer distorção.

Na definição da escala do modelo a primeira preocupação foi a adoção da maior escala possível de forma a reduzir ao máximo os efeitos de escala associados a características do protótipo impossíveis de converter à escala como por exemplo, a espessura do material. Tendo o material utilizado no modelo uma espessura na ordem dos 0.12 cm e o utilizado no protótipo aproximadamente 0.41 cm, apesar de ser 3 vezes inferior não está devidamente convertido à escala, acabando por funcionar como uma "armadura" à ação das ondas. Quanto menor a escala adotada maior o erro ao nível dos resultados associado a este parâmetro. Outro fator que influenciou bastante a escolha da escala foi a preferível colocação do modelo junto às janelas do tanque de ondas de forma a ser possível obter registos fotográficos durante o ensaio.

Podendo as escalas variar entre 1/10 a 1/15 estudou-se a possibilidade de aplicar a escala 1/10 ou 1/12. Acabou por se optar pela escala 1/12, pois existiam em laboratório cilindros em geossintéticos, com diâmetro nominal de 0.32 m, que como se pode ver na tabela 5.6 vai ao encontro do protótipo aquando da aplicação desta escala.

Como o objetivo principal da presente dissertação era o estudo das erosões na frente da estrutura a altura de enchimento era a característica relevante do cilindro a ser respeitada no modelo, podendo utilizar-se os cilindros de 0.32 m mas enchê-lo até uma altura de 0.20 m.

Tabela 5.6. Síntese das características hidrodinâmicas no protótipo.

Cilindro em geossintéticos	Protótipo	Modelo
Diâmetro nominal (D_n)	4 m	0.33 m
Altura de enchimento (H)	2.4 m	0.20 m

Na Tabela 5.7 apresenta-se a escala geométrica do modelo físico.

Tabela 5.7. Definição da escala

Escala dos comprimentos (λ_l)	Escala dos tempos (λ_t)
1/12	$1/\sqrt{12}$

5.7.1.1. Duração dos ensaios

Na definição do tempo de duração de cada ensaio foi tido em conta o tempo de duração média de uma tempestade em Portugal Continental de aproximadamente 1.5 horas. A tabela 5.8 explicita como foi definida a duração dos diversos ensaios.

Tabela 5.8. Definição da duração dos ensaios

Protótipo	Modelo
1.5 Horas = 5400 segundos = 90 minutos	$5400 * \sqrt{1/12} = 1559$ segundos = 26 minutos

Optou-se por realizar ensaios com uma duração aproximada de 1800 s, ou seja, 30 min.

5.7.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MODELOS

Foram testados em laboratório 6 modelos diferentes, que tinham muitas características comuns. Primeiramente vão ser retratados os parâmetros comuns a todos os modelos e depois será explicado cada um detalhadamente.

5.7.2.1. Características comuns a todos os modelos

A construção dos diversos modelos foi feita no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP, na direção longitudinal do mesmo, junto à parede, como está representado na figura 5.1 na secção 5.4.1. Tem um comprimento de 5.5 m e uma largura de 1.50 m.

5.7.2.1.1. Estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos

A largura do canal que por sua vez corresponde à largura do modelo foi definida em função das larguras das pás dos batedores que compunham o sistema físico de geração de ondas e da extensão dos cilindros com diâmetro nominal de 32 cm existentes em laboratório. Os cilindros com diâmetro nominal de 32 cm existentes em laboratório, de ensaio anteriores, têm todos a extensão de 1.5 m, que vai ao encontro da largura ocupada por duas pás batedoras de 75 cm cada. Posto isto, o comprimento do modelo que corresponde à extensão real da estrutura longitudinal aderente está representada na tabela 5.9.

Tabela 5.9. Comprimento, à escala, da estrutura aderente.

	Escala	Comprimento real da estrutura (m)	Comprimento à escala da estrutura (m)
Cilindro	1/12	600	50

Como está retratado na tabela 5.9 eram necessários cerca de 50 m para modelar toda a extensão em 3D da estrutura longitudinal aderente. Devido a limites físicos do tanque isso não é possível, e mesmo que o fosse, os custos associados à construção e o tempo de execução do mesmo tornariam esta hipótese inviável. Posto isto, reproduziu-se apenas uma secção da estrutura, que correspondesse em modelo reduzido ao comprimento de um cilindro, como já foi explicado anteriormente. Na tabela 5.10 estão indicados os respetivos comprimentos.

Tabela 5.10. Comprimento da estrutura aderente na Atividade Laboratorial.

	Escala	Comprimento do cilindro na atividade laboratorial (m)	Comprimento real do cilindro experimentado (m)
Cilindro	1/12	1.5	18

As restantes características do cilindro como o diâmetro teórico, altura de enchimento, largura máxima e largura da base vêm descritas na tabela 5.11.

Tabela 5.11. Características da estrutura aderente na atividade laboratorial.

	Escala	Grandeza	Protótipo	Modelo
Cilindro em geossintéticos	1/12	Diâmetro teórico (m)	4	0.32
		Altura de enchimento (m)	2.4	0.20
		Largura máxima (m)	5.6	0.47
		Largura da base (m)	3.6	0.30

5.7.2.1.2. Inclinação do perfil de praia

A inclinação do perfil de praia adotada no modelo laboratorial foi de 1V:12H em toda a sua extensão. Idealmente a inclinação não deveria ser a mesma em todo o seu comprimento mas devido a exequibilidade de construção manteve-se um único valor.

Este valor foi definido através da análise de 5 levantamentos topográficos realizados aquando do projeto, que vêm representados no Anexo C.

5.7.2.1.3. Scour apron utilizado a partir da série B

As dimensões físicas e geométricas do *scour apron* em planta foram definidas em função da largura do canal já definido e do protótipo. Foram utilizadas duas telas de *apron* com as dimensões apresentadas na secção 5.4.5, na tabela 5.1. Optou-se por utilizar duas telas de forma a ser possível analisar os fenómenos erosivos ao nível das juntas, visto que na estrutura implantada em Ofir verificaram-se erosões localizadas mais significativas nestes locais.

As características do *scour apron* vêm descritas na tabela 5.12.

Tabela 5.12. Características do *scour apron* na atividade laboratorial.

Scour Apron	Grandeza		Protótipo	Modelo
	Largura de sobreposição das telas (m)		0.85	0.071
	Altura do pescoço de cavalo (m)		0.80	0.065
	Espessura do material geossintético (m)		0.0041	0.0012
	(ambos com tolerância de 10%)			
	Tubo de ancoragem	Diâmetro teórico (m)	0.5	0.04
		Altura de enchimento (m)	0.3	0.03
		Largura máxima (m)	0.7	0.06
Largura da base (m)		0.45	0.04	

Como já foi mencionado em 5.4.5, a espessura do material geossintético é a mesma no protótipo e no modelo.

O comprimento das telas em planta não é constante ao longo de todas as séries pois vai ser um dos parâmetros geométricos a ser estudado.

5.7.2.1.4. Batimetria dos fundos do modelo

O modelo em fundos móveis como foi já referido foi dimensionado de forma a estar posicionado junto às janelas. Definiu-se que o talude de praia começava no início da primeira janela, 9.5 m, e terminava no final da segunda janela, 15.0 m. A partir destes valores foram determinados os valores respetivos no protótipo, à escala 1:12. A figura 5.15 retrata a batimetria do modelo ao longo do comprimento do tanque de ondas e a tabela 5.13 as respetivas relações entre modelo e protótipo.

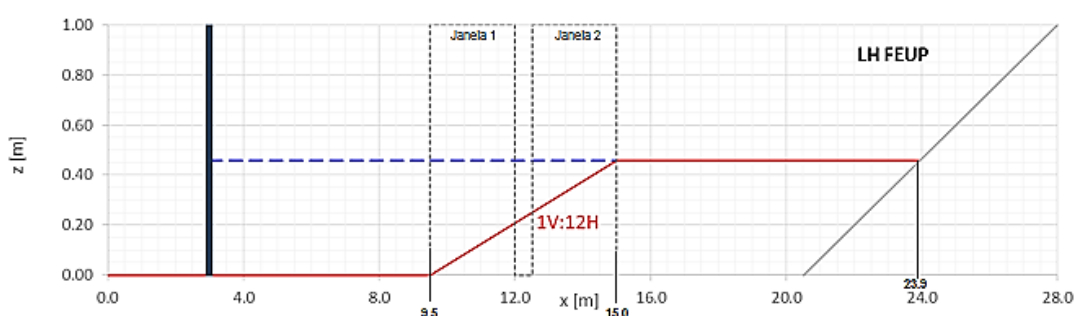


Figura 5.15. Disposição do perfil de fundos no tanque de ondas.

Tabela 5.13. Relação de cotas batimétricas entre modelo e protótipo.

INPUT para a batimetria		Protótipo		Modelo	
		x	z	x	z
Plano (fundo do tanque) (m)		0	0	0.0	0.00
Início do talude da praia (m)		114	0	9.5	0.00
Final do talude de praia (m)		180	5.5	15.0	0.46
Praia dissipativa (m)		287.25	5.5	23.9	0.46
Nível de água (WL) (m)	Batedores	36	5.5	3.0	0.46
	Final do talude de praia	180	5.5	15.0	0.46

A profundidade abaixo do zero hidrográfico considerada em termos de protótipo foi de -3.5 m (ZH) e é explicada através da seguinte equação:

$$\text{Profundidade abaixo ZH} + \text{Cota de fundação do cilindro(ZH)} = \frac{x_{\text{final talude praia}} - x_{\text{início talude praia}}}{(\text{Inclinação talude})^{-1}} \quad (28)$$

Utilizando valores do protótipo, a cota de fundação do cilindro é de +2m (ZH). A distância no tanque de ondas a que se verifica a profundidade máxima (que corresponde ao final do talude de praia) é de 180 m e o início do talude de praia a 114 m. A inclinação do talude é de 1V:12H. Resolvendo a equação obtemos um valor de profundidade abaixo ZH de 3.5 m. Assim, em condições de protótipo transposta para o pretendido em modelo a profundidade mínima é dada pela equação 29.

$$\text{Profundidade mínima} = \text{Profundidade abaixo ZH} + \text{Cota de fundação do cilindro(ZH)} \quad (29)$$

A profundidade mínima no protótipo é então de 5.5 m, que corresponde à cota de fundação do cilindro em geossintéticos e ao nível de Preia-Mar de Águas Vivas.

5.7.2.1.5. Areia utilizada para a construção dos modelos em fundos móveis

A areia utilizada foi a que estava disponível no Laboratório de Hidráulica da SHRHA da FEUP, não tendo sido aplicada qualquer escala sob a areia real do protótipo. Sendo o objetivo fulcral do estudo o comportamento físico do *scour apron*, este aspeto embora relevante em termos de fenómenos sedimentares, não irá prejudicar os resultados. A figura 5.16 ilustra a curva granulométrica da areia utilizada.

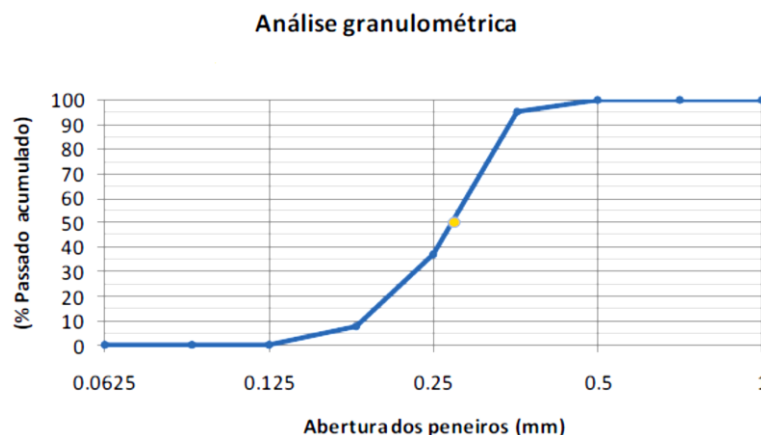


Figura 5.16. Curva granulométrica da areia utilizada nos ensaios (Silva, 2010).

5.7.2.2. Planta0.SérieA

Primeiramente decidiu-se estudar a estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos presente em Ofir mas caso esta não possuísse *scour apron*. Optou-se por realizar alguns testes sem o complemento de proteção contra infraescavações de forma a ser possível retirar conclusões quanto à necessidade da colocação do mesmo em obra.

Na figura 5.17 está representado um esquema do perfil executado. A tabela 5.14 retrata as características físicas das diferentes componentes do modelo.

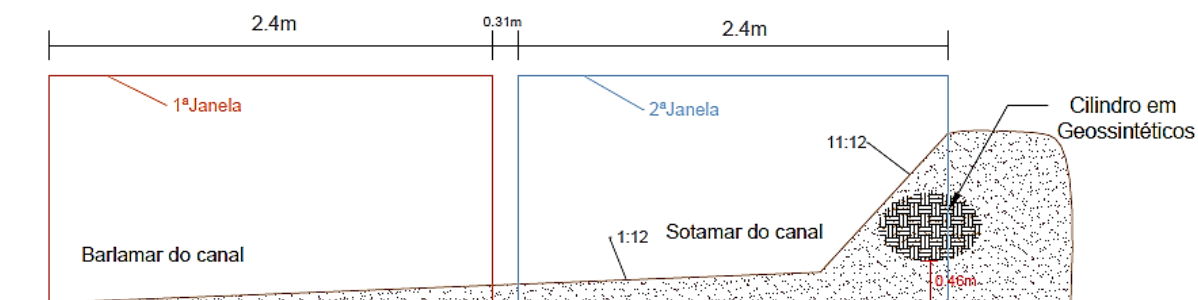


Figura 5.17. Perfil representativo da Planta0.SérieA.

Tabela 5.14. Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.

Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos		Protótipo	Modelo
Cilindro	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	7.9	0.66
Batimetria	Inclinação do talude de recobrimento	-	11(V):12(H)
	Inclinação do perfil de praia	1(V):12(H)	1(V):12(H)

A cota de fundação do cilindro no protótipo é de +2 m (ZH) e a respetiva cota de coroamento de +4.4 m (ZH). Os valores presentes na tabela 5.14 , 5.5 m e 7.9 m, respetivamente, foram definidos em função da profundidade mínima representada no modelo em fundos móveis que foi de -3.5 m, em valores de protótipo. Assim, os valores deixam de ser referidos em função do zero hidrográfico (ZH) mas sim da profundidade mínima de -3.5 m (ZH).

Relativamente ao talude de recobrimento, não foi representado o que realmente foi executado em termos de projeto pois não havia informações suficientes relativamente ao volume de areia utilizado e à sua inclinação. Optou-se então por retratar um talude de inclinação próxima de 45° de forma a representar um talude instável. Estando atualmente a estrutura longitudinal aderente em Ofir a descoberto em cerca de metade da sua extensão, supôs-se que o talude inicial não era muito estável, embora a inclinação adotada tenha acabado por ser um pouco exagerada.

Depois de definidas todas as características do modelo, deu-se início à sua construção. Numa primeira fase foi definido o canal de 1.5 m de largura junto à parede do tanque de ondas, apresentado na figura 5.18 à esquerda. Entre as várias placas que definiam o canal foi colocada fita adesiva de forma a evitar a saída exagerada de areia pelas fissuras aquando dos ensaios. De forma a não haver perdas de areia na

zona por detrás de onde ia ser colocado o cilindro e também com o intuito de dar maior forma e estabilidade à duna foram colocados vários sacos de areia que existiam no laboratório de ensaios anteriores.

Após a colocação dos sacos de areia, foram recobertos com uma tela de geotêxtil de forma a não haver fugas de areia nas zonas de justaposição entre sacos. De seguida, foi transportada a areia necessária à definição do perfil de praia, talude de recobrimento e duna com o auxílio de um Big Bag. Depois de definido o perfil de praia, de inclinação 1V:12H, a sotamar do canal foi colocado o cilindro em geossintéticos com 32 cm de diâmetro, figura 5.18 à direita.



Figura 5.18. Canal onde será construído o modelo (à esquerda). Colocação do cilindro em geossintéticos (à direita).

Finalmente foi instalado o sistema de apoio utilizado para a medição dos perfis de fundos, que é constituído por duas barras transversais ao modelo que servem de apoio a outra barra longitudinal ao mesmo onde foi marcada a malha de medição. Por fim, foi colocada a areia respeitando as alturas e as inclinações dos taludes definidos anteriormente. A figura 5.19 retrata o aspeto final do modelo em planta.



Figura 5.19. Aspeto final do modelo Planta0.SérieA.

No final de cada ensaio, após a medição do respetivo perfil de fundos foi necessário esvaziar o tanque até aproximadamente 0.25 m e efetuar o reperfilamento do mesmo.

5.7.2.3. Planta1.SérieB

Neste modelo foi retratada a estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotado de *scour apron* implantada em Ofir. Relativamente ao ensaio anterior foi mantida a mesma inclinação do talude de recobrimento de 11V:12H e do perfil de praia 1V:12H, bem como a posição do cilindro. Através da comparação entre os resultados verificados neste modelo e os da Planta0.SérieA será possível retirar conclusões relativamente às melhorias em termos de estabilidade da estrutura aquando da colocação do *scour apron*.

Na figura 5.20 está representado um esquema do perfil executado. A tabela 5.15 retrata as características físicas das diferentes componentes do modelo.

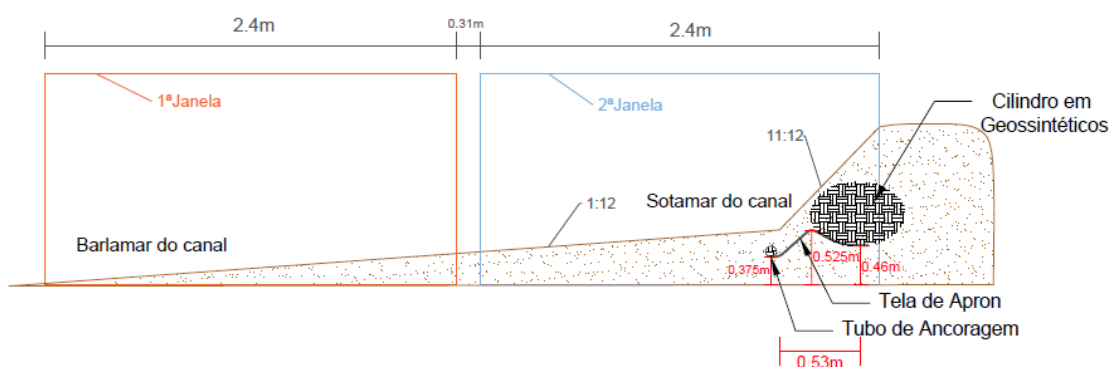


Figura 5.20. Perfil representativo da Planta1.SérieB.

Tabela 5.15. Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.

Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos		Protótipo	Modelo
Cilindro	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	7.9	0.66
Batimetria	Inclinação do talude de recobrimento	-	11(V):12(H)
	Inclinação do perfil de praia	1(V):12(H)	1(V):12(H)
Tubo de ancoragem	Cota de fundação (m)	4.5	0.375
	Cota de coroamento (m)	4.8	0.4
Tela de <i>apron</i>	Comprimento entre a geratriz do cilindro e do tubo de ancoragem	6.36	0.53
Pescoço de cavalo	Cota de coroamento	6.3	0.525

Depois de definidas todas as características do modelo, deu-se início à sua construção. Antes de mais foi necessário levantar o cilindro com a ajuda da máquina elevatória de forma a ser possível construir a base de apoio para o *scour apron*. Na figura 5.21 à esquerda, é visível a representação no vidro do perfil de praia, do talude de recobrimento e da geometria do *scour apron*, nomeadamente a posição do pescoço de cavalo, a base do tubo de ancoragem e a linha a seguir pela tela.

De seguida procedeu-se à colocação das duas telas, com uma sobreposição de 7.1 cm, figura 5.21 à direita. Colocaram-se os respetivos tubos de ancoragem ao nível pretendido e à medida que se ia estendendo a tela foi-se colocando areia por cima de forma a que não houvesse deslocamentos da posição pretendida.



Figura 5.21. Elevação do cilindro para construção do perfil de base para o *scour apron* (à esquerda). Colocação do *scour apron* (à direita).

Após a colocação do *scour apron* posicionou-se devidamente o cilindro sobre o mesmo, figura 5.22 à esquerda.

Para finalizar, foi colocada a areia respeitando as alturas e as inclinações dos taludes definidos anteriormente. A figura 5.22 à direita retrata o aspeto final do modelo em perfil, visível a partir da segunda janela.



Figura 5.22. Colocação do cilindro em geossintéticos (à esquerda). Aspeto final do modelo Planta1.SérieB (à direita).

5.7.2.4. Planta1.SérieC

Neste terceiro modelo foi novamente estudada a estrutura implantada em Ofir mas com uma variante geométrica ao nível do *scour apron*. Todos os elementos permaneceram nas mesmas posições tirando o tubo de ancoragem e a inclinação do talude de recobrimento. Relativamente ao tubo de ancoragem, a sua cota de fundação foi elevada ao nível da cota da fundação do cilindro em geossintéticos. Ficando assim, em linguagem corrente, o *scour apron* na horizontal. Esta geometria é representada pela empresa holandesa fornecedora do material (referência), com desenhos em que o tubo de ancoragem é colocado ao mesmo nível que o cilindro. Aquando da erosão localizada vai ocorrer uma redução da cota do tubo e da tela de *apron*. Posteriormente ocorrerá uma deposição de areia, conferindo-lhe uma maior capacidade de proteção ao cilindro.

No que toca ao talude de recobrimento, este passou a ter uma inclinação de 7V:17H. O perfil de praia, o pescoço de cavalo e o cilindro mantiveram as mesmas características.

Visto que neste modelo foram alteradas duas grandezas, a inclinação do talude de recobrimento e a cota da fundação do tubo de ancoragem, não era possível tirar conclusões quanto à geometria do *scour apron*. De seguida, foi ensaiado um novo modelo com as mesmas características em termos de cilindro e *scour apron* mas com o mesmo talude de recobrimento adotado neste ensaio, de 7V:17H.

Assim, a Planta1.SérieD seria comparada com a Planta1.SérieB tirando conclusões relativamente às melhorias introduzidas por um maior volume de recobrimento. Posteriormente seria feita a comparação entre os resultados obtidos na Planta1.SérieC com os da Planta1.SérieD de forma a tirar conclusões relativamente à melhor cota a adotar para a base do tubo de ancoragem, ou seja, a mesma cota que a base do cilindro ou 1 m abaixo deste (valor em protótipo).

Um esquema do perfil executado está retratado na figura 5.23. A tabela 5.16 apresenta as características físicas das diferentes componentes do modelo.

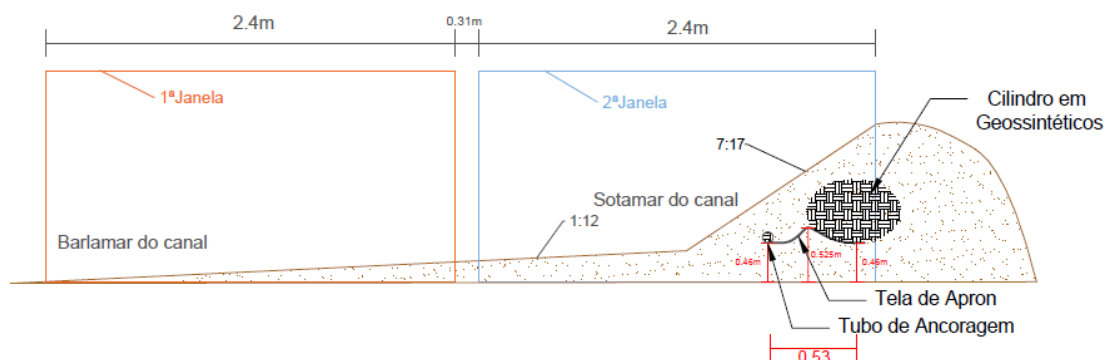


Figura 5.23. Perfil representativo da Planta1.SérieC.

Tabela 5.16. Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.

Características do sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos		Protótipo	Modelo
Cilindro	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	7.9	0.66
Batimetria	Inclinação do talude de recobrimento	-	7(V):17(H)
	Inclinação do perfil de praia	1(V):12(H)	1(V):12(H)
Tubo de ancoragem	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	5.82	0.485
Tela de <i>apron</i>	Comprimento entre a geratriz do cilindro e do tubo de ancoragem	6.36	0.53
Pescoço de cavalo	Cota de coroamento	6.3	0.525

Para a construção deste modelo teve-se que antes de mais retirar toda a areia que se encontrava acima do *scour apron*, de forma a conseguir levantá-lo para definir o perfil de fundos sobre onde iria ficar apoiado. A figura 5.24 corresponde à fase de definição da base de apoio do *scour apron*. Aqui é também

visível, marcações no vidro, a azul, das várias componentes da estrutura bem como as respetivas posições.

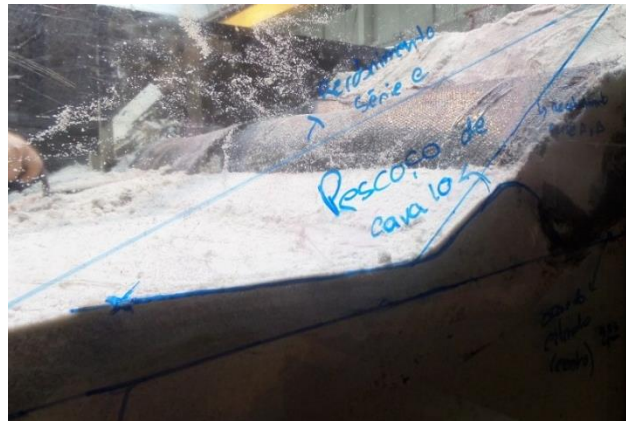


Figura 5.24. Construção do perfil de base para o *scour apron*.

Após a definição do perfil de fundos a sotamar do canal, colocou-se o *scour apron* na posição devida e procedeu-se ao recobrimento com areia. Na figura 5.25 estão marcadas três linhas a azul, a linha inferior diz respeito ao perfil de praia de inclinação 1V:12H, a superior ao talude de recobrimento da série C e a do meio ao talude de recobrimento experimentado nas séries A e B. Como se vê, as diferenças ao nível do volume e comprimento em planta do talude de recobrimento experimentado nesta série são bastante superiores.

A figura 5.25 retrata o aspeto final do modelo em perfil, visível a partir da segunda janela.

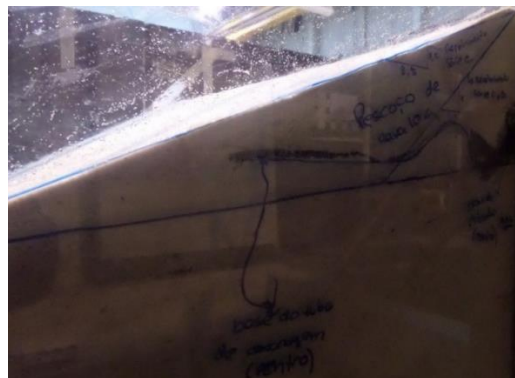


Figura 5.25. Aspeto final do modelo Planta1.SérieC.

5.7.2.5. Planta1.SérieD

Neste modelo foram reproduzidas as mesmas condições da estrutura longitudinal aderente de Ofir. Em termos estruturais será semelhante à estrutura da Planta1.SérieB, mas com um talude de recobrimento de inclinação 7V:17H. Inclinação esta bastante inferior à testada anteriormente no modelo referido.

Através da comparação deste modelo com o modelo Planta1.SérieB será possível retirar conclusões relativamente à importância associada ao volume de areia e inclinação do talude de recobrimento utilizados neste tipo de obras de defesa costeira.

Um esquema do perfil executado está retratado na figura 5.26. A tabela 5.17 apresenta as características físicas das diferentes componentes do modelo.

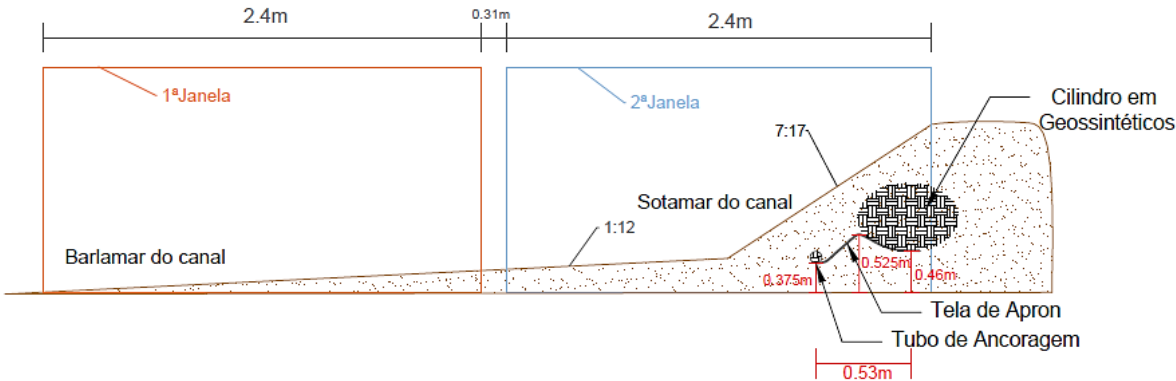


Figura 5.26. Perfil representativo da Planta1.SérieD.

Tabela 5.17. Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.

Características do sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos		Protótipo	Modelo
Cilindro	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	7.9	0.66
Batimetria	Inclinação do talude de recobrimento	-	7(V):17(H)
	Inclinação do perfil de praia	1(V):12(H)	1(V):12(H)
Tubo de ancoragem	Cota de fundação (m)	4.5	0.375
	Cota de coroamento (m)	4.8	0.4
Tela de <i>apron</i>	Comprimento entre a geratriz do cilindro e do tubo de ancoragem	6.36	0.53
Pescoço de cavalo	Cota de coroamento	6.3	0.525

A construção do modelo seguiu as mesmas diretrizes dos modelos anteriores. Na figura 5.27 à esquerda está retratada a fase de construção do talude de recobrimento e na mesma figura à direita é visível o aspeto final do modelo, a partir da segunda janela.

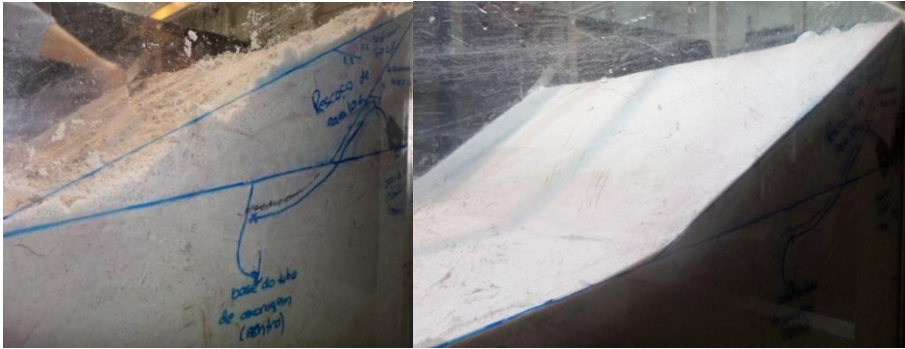


Figura 5.27. Colocação do scour apron e recobrimento com areia (à esquerda). Aspeto final do modelo Planta1.SérieD (à direita).

5.7.2.6. Planta1.SérieE

Em termos estruturais a única diferença comparativamente com a Planta1.SérieB é o aumento da profundidade da cota de fundação do tubo de ancoragem. Em Ofir, o tubo de ancoragem encontra-se 1 m abaixo do cilindro em geossintéticos, que corresponde a uma distância de 0.085 m em modelo. Neste caso, a diferença entre as cotas de fundação do cilindro e do tubo de ancoragem passou a ser de 2 m, que corresponde a 0.17 m em modelo. O estudo desta geometria é especialmente interessante na medida em que caso se verifique benéfico para a estabilidade da estrutura a colocação do tubo de ancoragem a uma profundidade bastante inferior, em projetos futuros isso vai levar a custos de construção relativamente superiores.

Um esquema do perfil executado está retratado na figura 5.28. A tabela 5.18 apresenta as características físicas das diferentes componentes do modelo.

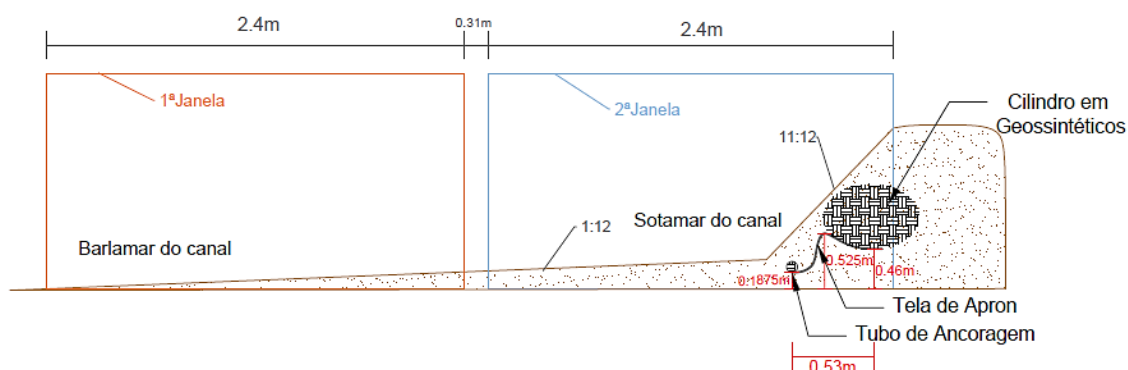


Figura 5.28. Perfil representativo da Planta1.SérieE.

Tabela 5.18. Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.

Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos		Protótipo	Modelo
Cilindro	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	7.9	0.66
Batimetria	Inclinação do talude de recobrimento	-	11(V):12(H)
	Inclinação do perfil de praia	1(V):12(H)	1(V):12(H)
Tubo de ancoragem	Cota de fundação (m)	3.48	0.29
	Cota de coroamento (m)	3.78	0.315
Tela de apron	Comprimento entre a geratriz do cilindro e do tubo de ancoragem	6.36	0.53
Pescoço de cavalo	Cota de coroamento	6.3	0.525

Primeiramente foi necessário retirar toda a areia que se encontrava acima do *scour apron* de forma a definir o perfil de fundos sobre onde iria ficar apoiado. Posteriormente colocou-se o *scour apron*, figura 5.29 e recobriu-se com areia. Finalmente definiu-se o talude de recobrimento e o perfil de fundos ao longo de toda a extensão do modelo. A figura 5.30 retrata o aspeto final do modelo, visível a partir da segunda janela.



Figura 5.29. Colocação do scour apron.



Figura 5.30. Aspeto final do modelo Planta1.SérieE.

5.7.2.7. Planta1.SérieF

Neste modelo duplicou-se o comprimento da tela de *apron* desde o centro do cilindro ao centro do tubo de ancoragem, passando dos 0.53 m da Planta1.SérieB para 0.78 m. Todos os restantes aspetos estruturais bem como o talude de recobrimento e perfil de praia foram mantidos. De referir que a um aumento significativo do comprimento da tela de *apron* estão associados custos acrescidos em termos de material e também de construção em obra.

O esquema do perfil executado está retratado na figura 5.31. A tabela 5.19 apresenta as características físicas das diferentes componentes do modelo.

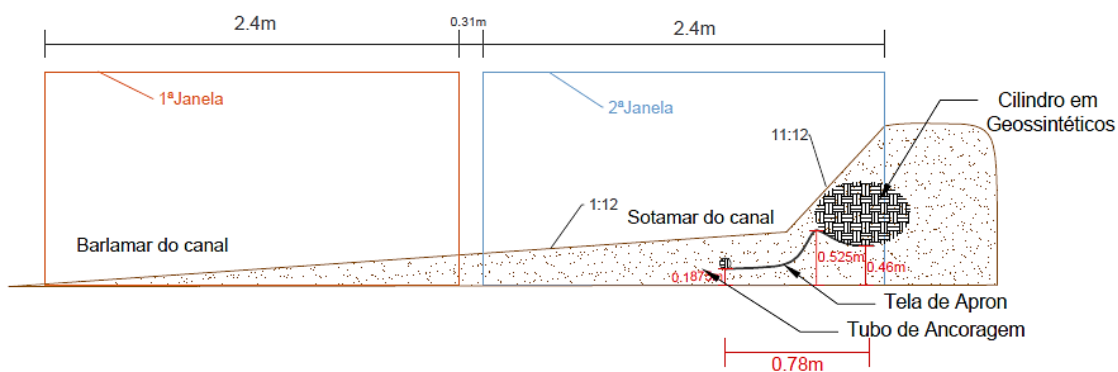


Figura 5.31. Perfil representativo da Planta1.SérieF.

Tabela 5.19. Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos no modelo.

Características do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos		Protótipo	Modelo
Cilindro	Cota de fundação (m)	5.5	0.46
	Cota de coroamento (m)	7.9	0.66
Batimetria	Inclinação do talude de recobrimento	-	7(V):17(H)
	Inclinação do perfil de praia	1(V):12(H)	1(V):12(H)
Tubo de ancoragem	Cota de fundação (m)	4.5	0.375
	Cota de coroamento (m)	4.8	0.4
Tela de <i>apron</i>	Comprimento entre a geratriz do cilindro e do tubo de ancoragem	9.36	0.78
Pescoço de cavalo	Cota de coroamento	6.3	0.525

Antes de iniciar verdadeiramente os trabalhos de construção do modelo foi necessário levantar o cilindro com a ajuda da máquina elevatória de forma a conseguir-se puxar a tela de *apron* para barlamar do canal e colocá-la na posição pretendida.

Depois de definido o perfil onde ficaria apoiado o *scour apron*, e da colocação do mesmo pousou-se novamente o cilindro na mesma posição, sobre a tela de *apron*. As figuras 5.32 e 5.33 retratam, respetivamente, o referido procedimento.

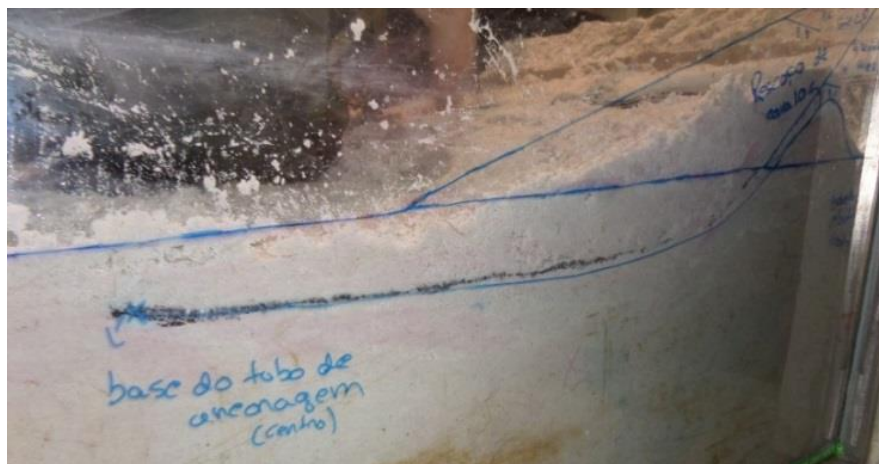


Figura 5.32. Colocação do *scour apron*.



Figura 5.33. Preparação do *scour apron* onde sobre o qual será colocado o cilindro.

A figura 5.34 retrata o aspeto final do modelo, visível a partir da segunda janela.

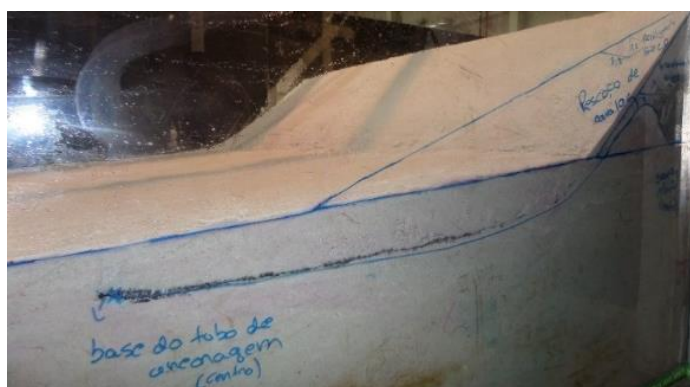


Figura 5.34. Aspeto final do modelo Planta1.SérieF.

5.7.3. CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS DOS MODELOS

As condições hidrodinâmicas presentes nos diversos modelos testados foram definidas tendo em conta o que se verifica realmente no protótipo, tabela 5.20. Tendo em conta os estudos realizados por Coelho, (2005), retratadas na secção 5.5 da presente dissertação, estas foram aplicadas em função da escala adotada, 1V:12H, para os 19 ensaios realizados.

O número de ensaios realizados ao nível do primeiro modelo foi bastante superior. Isso deve-se a inicialmente terem sido testados várias combinações de períodos e alturas de onda de forma a chegar aos estados de agitação que promovessem maiores erosões ao nível da base do cilindro, de forma a ser possível, à posteriori, retirar conclusões acerca das mais-valias da colocação do *scour apron*. Os estados de agitação que levaram a erosões significativas junto ao sistema de confinamento foram os testados em P0.SA.5 e em P0.SA.6, sendo estes estados de agitação novamente ensaiados em todos os modelos. Idealmente deveriam ser ensaiados os 6 estados de agitação em todos os modelos de forma a obter resultados mais completos, mas devido ao tempo limitado em laboratório não foi possível.

Tabela 5.20. Condições hidrodinâmicas no protótipo e no modelo.

Planta	Série	Designação	Protótipo			Modelo		
			$WL_P(m)$	$H_p(m)$	$T_p(m)$	$WL_M(m)$	$H_M(m)$	$T_M(m)$
0	A		5.5			0.46		
	A.1	P0.SA.1		1.5	6		0.13	1.73
	A.2	P0.SA.2		2.0	8		0.17	2.31
	A.3	P0.SA.3		1.5	8		0.13	2.31
	A.4	P0.SA.4		1.2	6		0.10	1.73
	A.5	P0.SA.5		1.2	3.8		0.10	1.10
	A.6	P0.SA.6		1.2	2.8		0.10	0.80
1	B							
	B.1	P1.SB.1		1.2	2.8		0.10	0.80
	B.2	P1.SB.2		1.2	3.8		0.10	1.10
	B.3	P1.SB.3		1.5	8		0.13	2.31
	B.4	P1.SB.4		1.5	6		0.13	1.73
	C							
	C.1	P1.SC.1		1.2	2.8		0.10	0.80
	C.2	P1.SC.2		1.2	3.8		0.10	1.10
	D							
	D.1	P1.SD.1		1.2	2.8		0.10	0.80
	D.2	P1.SD.2		1.2	3.8		0.10	1.10
	E							
	E.1	P1.SE.1		1.2	2.8		0.10	0.80
	E.2	P1.SE.2		1.2	3.8		0.10	1.10
	F							
	F.1	P1.SF.1		1.2	2.8		0.10	0.80
	F.2	P1.SF.2		1.2	3.8		0.10	1.10

Na definição dos vários estados de agitação marítima testados foram tidos em conta as limitações do sistema de geração de ondas usado aquando dos ensaios, sendo que a altura de onda máxima passível de ser gerada pelo mesmo está condicionada pelos critérios inerentes à rebentação da onda, bem como o limite da performance do próprio sistema gerador (Ferreira, 2014).

Segundo Beresford, (2007), citado por Sousa, (2012), os critérios de rebentação das ondas dentro do tanque são dados pelas Eq. 30 e 31.

$$H \leq \frac{L}{7} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \vee H \leq \frac{L}{10} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (30)$$

$$H \leq 0.5 * d \quad (31)$$

em que d diz respeito à profundidade de água no tanque, sendo neste caso de 0.46 m e L ao comprimento de onda. Segundo a Eq. 31 a altura de onda máxima deve ser igual ou inferior a 50% da profundidade estabelecida.

6

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1. ENQUADRAMENTO

No presente capítulo serão analisados e discutidos os resultados obtidos experimentalmente, tendo em conta a descrição detalhada efetuada ao longo do capítulo 5 e do anexo D.

Ao longo da secção 6.2 é retratada a metodologia adotada para a avaliação dos resultados, bem como uma explanação dos termos utilizados.

Na secção 6.3 são apresentados diversos pormenores relativos ao procedimento de geração de ondas regulares, bem como de análise dos resultados obtidos a partir dos registos de elevação da superfície livre medidas pelas sondas de nível hidrodinâmico e pelo sistema de aquisição de agitação marítima.

Na secção 6.4 é feita uma análise comparativa das diferentes variantes com o modelo de referência P1.SB. O modelo de referência retrata em modelo reduzido as mesmas condições geométricas da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos implementada em Ofir no ano 2014.

6.2. METODOLOGIA

Como mencionado no capítulo 5, foram testados 6 modelos diferentes. Um modelo de referência, representativo da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos presente em Ofir, e 5 variantes do mesmo, ao nível do *scour apron* e do talude de recobrimento.

Todos os modelos foram ensaiados em condições hidrodinâmicas e morfodinâmicas semelhantes, de forma a ser possível tirar conclusões relativamente à eficiência das várias configurações.

Para cada um dos 19 ensaios realizados, foi medida a elevação da superfície livre pelo método descrito na subsecção 4.4.3 e foi medido o perfil inicial e final da praia após cada ensaio através de uma régua metálica tal como descrito na subsecção 4.4.7.2.

Todos os ensaios foram realizados com ondas regulares e tiveram a duração de 30 minutos.

A identificação dos testes é feita através de características-chave de cada um, por exemplo, o ensaio P1.SB.1, corresponde à planta 1 (telas de *apron* sobrepostas), série B (modelo reduzido com as mesmas características da obra longitudinal aderente de Ofir) e ao primeiro ensaio. As características de cada modelo testado vêm apresentadas no capítulo 5.

6.3. GERAÇÃO DE ONDAS REGULARES

As ondas geradas foram do tipo regular.

Várias considerações tomadas devem ser referidas, bem como o procedimento a seguir ao nível do programa de geração de ondas, *HR Wave Maker*, das quais:

- O valor da profundidade adotada foi sempre de 0.46 m, inserida na célula *Depth*, figuras 6.1 e 6.2. Corresponde à altura de água no tanque de ondas;
- Os valores das frequências adotadas foram obtidas através da sua relação com o período, ou seja, o valor do inverso do mesmo;
- Relativamente ao parâmetro de ganho foi mantido o valor por defeito de 1.0. Este parâmetro é responsável pelo ajuste da altura de onda medida no modelo à pretendida. Possibilita assim, de forma uniforme, o aumento ou diminuição da energia relativa ao estado de agitação que se pretende gerar, se tiver um valor inferior ou superior à que se pretende, respetivamente. Ao manter o valor por defeito de 1.0, assume-se que os valores pretendidos foram os realmente gerados pelo sistema, o que se sabe de antemão que não é o que se verifica na maioria dos casos. Visto que alturas de onda incidentes ligeiramente diferentes da altura de onda introduzida no sistema de geração não compromete a avaliação e comparação dos resultados vai-se desprezar esta situação;
- Foi considerada uma escala de 1.0. Isto significa que os valores introduzidos no sistema de geração de ondas e depois analisados no sistema de aquisição de dados eram à escala do modelo, 1:12;
- O sistema de absorção não foi ligado, devido à avaria do mesmo como já foi referido. Tendo este sistema o intuito de impedir que as ondas refletidas pelas paredes do tanque de ondas e pelo próprio modelo físico sejam novamente refletidas nas pás deste sistema, é um fator importante a ter em conta aquando da análise dos resultados, pois se este não se encontrava a funcionar, ocorreram fenómenos de re-reflexão das ondas geradas e até mesmo alturas de ondas incidentes sobre o modelo superiores às geradas;
- Antes de dar início à geração da agitação pretendida era realizada uma chamada "simulação da geração", através da opção *DRY RUN : Standard PTF's* presente na célula Output e pressionava-se o botão de comando *Run*. Com este era possível, gerar as ondas virtualmente e verificar antes de iniciar a geração de ondas propriamente dita se não tinham havido erros na inserção dos valores pretendidos de altura de onda e frequência;
- Para iniciar o geração da agitação, na célula Output alterava-se a opção para *PADDLES: Standard PTF's* e pressionava-se o botão de comando *Run*;
- No final dos 30 minutos de ensaio pressionava-se no botão de comando *STOP*, parando o movimento das pás batedoras.

As figuras 6.1 e 6.2 apresentam os valores introduzidos no programa *HR Wave Maker*, aquando do ensaio P1.SC.1, de forma a servir como exemplo para melhor compreender os conceitos referidos anteriormente. Representam a situação para a simulação da geração e para a geração propriamente dita da agitação pretendida.

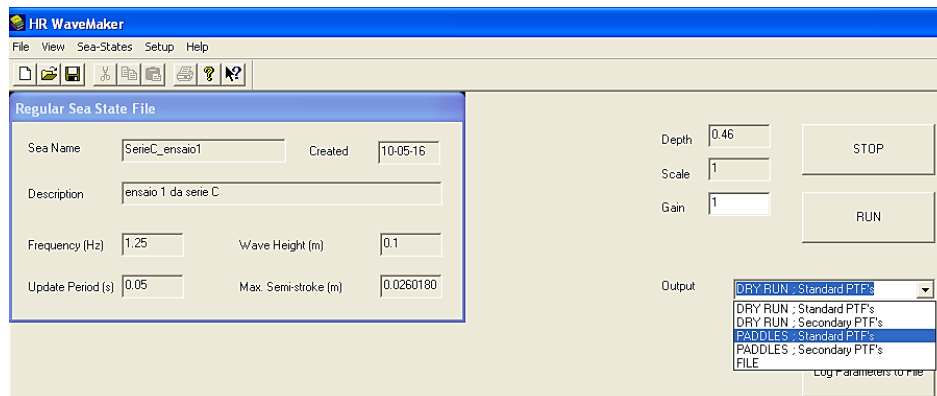


Figura 6.1. Procedimento inicial, no programa *HR Wave Maker* para a simulação da geração da agitação.

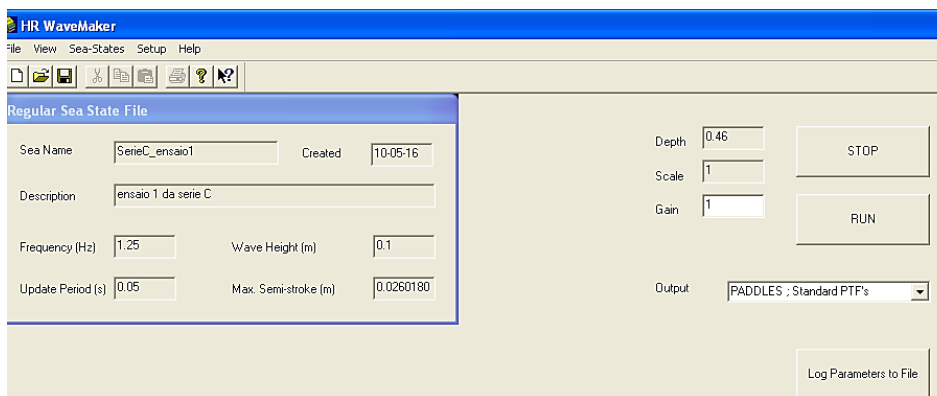


Figura 6.2. Procedimento inicial, no programa *HR Wave Maker* para a geração da agitação.

A medição da elevação da superfície livre da água foi realizada através das 4 sondas de nível hidrodinâmico e pelo sistema de aquisição de agitação marítima, descrito em 4.4.4. No final de cada ensaio, os dados medidos pelas 4 sondas eram processados devidamente de forma adquirir diversas características das ondas incidentes.

Como já foi mencionado anteriormente, as sondas de nível hidrodinâmico medem a elevação da superfície livre. Como não foi feita uma separação das componente incidente e refletida das ondas, será considerada uma altura total das mesmas. Não sendo o modelo muito refletor, os valores da altura total não são muito diferentes dos valores da componente incidente.

De referir que não estando o sistema de absorção dinâmica ligado, para além das ondas refletidas pelo modelo e pelas paredes do canal, estão ainda presentes as ondas re-refletidas nos batedores. Todos estes fatores podem também explicar os diferentes valores medidos nas 4 sondas de nível hidrodinâmico em cada ensaio.

Dos resultados fornecidos pelo programa foi assim tido em conta a altura média medida em cada sonda, que corresponde à altura total da onda.

A análise das características das ondas geradas é extremamente importante ao permitir garantir uma correta comparação entre modelos diferentes, pois as alterações morfodinâmicas respetivas apenas são comparáveis entre si se forem testados com as mesmas condições hidrodinâmicas.

Ao longo dos ensaios, verificou-se que em modelos diferentes em que foram testados as mesmas condições de agitação, os valores medidos nas sondas eram ligeiramente diferentes. Isto é previsível pois quando se trabalha com fundos móveis, neste caso com morfologias diferentes a sotamar do canal, o comportamento das ondas aquando da interação com o modelo reduzido é diferente.

6.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS

Neste subcapítulo vai ser efetuada uma análise comparativa das diferentes variantes com o modelo de referência, P1.SB, que por sua vez retrata em modelo reduzido as mesmas condições geométricas da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos implementada em Ofir no ano 2014. Estando esta obra a apresentar fenómenos erosivos localizados, é relevante estudar a solução utilizada no local ou alterações a introduzir em futuras obras a ser projetadas.

Uma descrição detalhada de todos os fenómenos físicos, resultados do programa *WR WaveData* e perfis iniciais e finais medidos de cada um dos 19 ensaios realizados, é feita no anexo D. O processo construtivo, bem como as dimensões e cotas de cada modelo estão retratadas no subcapítulo 4.7.2.

Vão ser analisadas 4 características das estruturas longitudinais aderentes em cilindros, as quais: presença ou ausência de *scour apron*; profundidade do tubo de ancoragem; talude de recobrimento e comprimento em planta da tela de *apron*. A tabela 6.1 apresenta os modelos que foram objeto de comparação com o modelo de referência de forma a tirar conclusões para cada uma das características referidas.

Tabela 6.1. Análise comparativa entre modelos.

	Modelo de referência	Modelo
Presença ou não de <i>scour apron</i>	P1.SB	P1.SA
Profundidade do tubo de ancoragem		P1.SC
		P1.SE
Talude de recobrimento		P1.SD
Comprimento em planta da tela de <i>apron</i>		P1.SF

Aqui vão ser comparados essencialmente as erosões nos seguintes locais: ao nível do talude de recobrimento; fundação do cilindro; sobreposição das juntas da tela de *apron* e tubo de ancoragem.

Nos subcapítulos 6.4.1, 6.4.2, 6.4.3 e 6.4.4, serão discutidas as diferentes características, respetivamente, presença ou não de *scour apron*, profundidade do tubo de ancoragem, talude de recobrimento e comprimento em planta da tela de *apron*.

6.4.1. PRESENÇA OU NÃO DE SCOUR APRON

As estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos surgiram da necessidade de proteger a faixa costeira de processos erosivos e simultaneamente provocar um impacto paisagístico reduzido, comparativamente com as estruturas em pedra ou betão. Poderão ser soluções reversíveis podendo ser facilmente removidas ou reforçadas.

Como já foi explicado no capítulo 3, ocorriam fenómenos de infraescavação na base dos cilindros, principalmente quando estes estavam colocados na zona de espraçamento, provocados pelo impacto das ondas. Isto pode levar a instabilidades ao longo da estrutura, podendo vir a originar rolamentos do cilindro e rasgos no tecido geossintético. De forma a controlar este problema começou a colocar-se em complementaridade com o cilindro um mecanismo de proteção contra erosões localizadas, denominado *scour apron*, composto por uma tela de *apron* rematada em tubo, denominado tubo de ancoragem.

De forma a comprovar a necessidade de colocação e melhorias introduzidas em termos de estabilidade por este mecanismo de proteção, foi testado em laboratório um modelo com exatamente as mesmas condições do modelo de referência mas sem o *scour apron*, P0.SA.

O primeiro modelo a ser testado foi o P0.SA, e foram ensaiados 6 estados de agitação, enquanto ao nível do modelo P1.SB apenas foram testados 4 deles. Esta redução do número de ensaios é explicada pelo fato que no primeiro modelo foram testadas várias combinações de períodos e alturas de onda de forma a chegar às condições hidrodinâmicas que promovessem maiores erosões ao nível da base do cilindro, de forma a ser possível tirar conclusões relativamente às mais-valias da colocação do *scour apron*. No segundo modelo testado, P1.SB, os ensaios já foram reduzidos aos mais relevantes em termos erosivos.

Rapidamente se concluiu que não eram as elevadas alturas e períodos de onda que levavam a erosões junto do cilindro, pois a sua rebentação ocorria precocemente, e acabava por levar à acreção de areia nas proximidades do cilindro e não a erosões. Os fenómenos erosivos mais graves a sotamar do canal acabaram por se verificar para valores de altura e período de onda inferiores mas que originam rebentações próximas do sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.

Assim, aquando dos testes no modelo P1.SB apenas foram testados 3 estados de agitação que levaram a fenómenos de erosão e 1 de acreção, junto ao cilindro. A tabela 6.2 representa os diversos estados de agitação ensaiados, nomeadamente os valores de altura e períodos de onda pretendidos e os realmente gerados pelo sistema de geração, obtidos através de uma média dos valores médios medidos nas 4 sondas de nível hidrodinâmico.

Os ensaios do modelo P0.SA, a negrito, representam os estados de agitação que foram novamente reproduzidos nos ensaios sobre o modelo P1.SB. Os valores apresentados tanto de altura como de período de onda estão à escala do modelo.

Tabela 6.2. Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P0.SA e P1.SB.

Modelo	Designação	Fenómenos sedimentares junto à estrutura	Valores pretendidos		Valores gerados pelo sistema	
			H_M (m)	T_M (s)	H_M (m)	T_M (s)
P0.SA						
	P0.SA.1	Erosão	0.13	1.73	0.065	1.38
	P0.SA.2	Erosão seguida de acreção	0.17	2.31	0.147	2.11
	P0.SA.3	Erosão seguida de acreção	0.13	2.31	0.109	2.16
	P0.SA.4	Erosão	0.10	1.73	0.096	1.57
	P0.SA.5	Erosão	0.10	1.10	0.071	1.09
	P0.SA.6	Erosão	0.10	0.80	0.096	0.82
P1.SB						
	P1.SB.1	Erosão	0.10	0.80	0.082	0.84
	P1.SB.2	Erosão	0.10	1.10	0.074	1.07
	P1.SB.3	Erosão seguida de acreção	0.13	2.31	0.089	1.94
	P1.SB.4	Erosão	0.13	1.73	0.121	1.58

Como se pode ver os valores médios de agitação medidos nas sondas de níveis hidrodinâmicos, são diferentes dos valores pretendidos e por sua vez são diferentes de modelo para modelo. Como já foi mencionado anteriormente isto deve-se ao fato de estarmos perante um modelo em fundos móveis. A descrição pormenorizada dos ensaios do modelo P0.SA e P1.SB podem ser consultados respetivamente no anexo D.

Nos ensaios em que se verificou erosão seguida de acreção a sotamar do canal, junto ao sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos, o comportamento de ambos os modelos foi ligeiramente diferente, mas ambos satisfatórios. No modelo sem *scour apron*, P0.SA, ocorreu um volume superior de sedimentos depositados a sotamar comparativamente ao verificado no modelo com *scour apron*, P0.SB.

Nos ensaios em que ocorreu erosão a sotamar do canal, foram verificadas situações gravosas de infraescavação no modelo sem *scour apron*, visíveis na figura 6.5, em cima, comprovando o mencionado anteriormente relativamente à necessidade de proteção destas estruturas contra este fenómeno de instabilidade. Para as mesmas condições de agitação, no modelo com *scour apron*, não se verificaram infraescavações na base do cilindro, figura 6.3, em baixo. Apesar disso, não apresentou um comportamento satisfatório em termos globais, pois ocorreu a entrada significativa de água na zona das juntas e também junto às paredes do canal, levando à perda de areia sob o *scour apron* e consequente deslocamento da tela. De referir, que em termos de protótipo estes fenómenos não são tão acentuados pois o solo de fundação é bastante mais compactado e a entrada de água não ocorre a uma percentagem tão elevada, mas também ocorrem, como foi verificado na visita a Ofir em março de 2016 descrita no capítulo 4.

O talude de recobrimento apresentou comportamento semelhante em ambos os modelos, independentemente do tipo de agitação gerada.

Na figura 6.3 estão retratadas a situação no modelo sem *scour apron*, em cima, e com *scour apron*, em baixo após o ensaio com 30 minutos de duração sujeito às condições de agitação, $H=10$ cm e $T=0.8$ s.

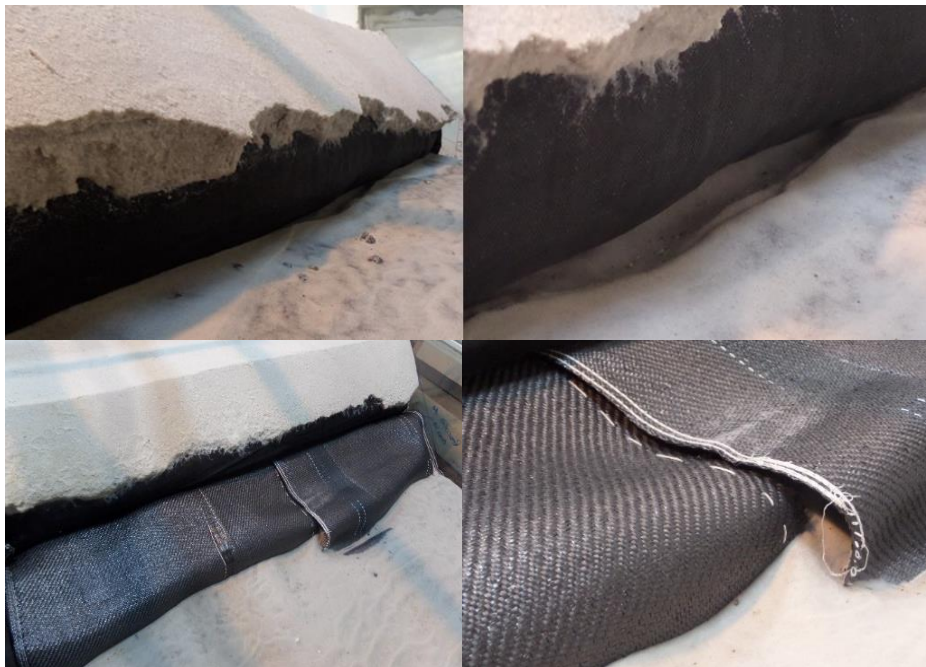


Figura 6.3. Fenómenos erosivos no modelo sem *scour apron*, P1.SA, (em cima) e no modelo com *scour apron*, P1.SB, (em baixo).

Na tabela 6.3 é feita uma avaliação qualitativa dos fenómenos erosivos a sotamar do canal em ambos os modelos.

Tabela 6.3. Análise qualitativa dos resultados nos modelos P0.SA e P1.SB.

Modelo	Proteção contra infraescavações	Erosão do talude de recobrimento	Erosão localizada na base do cilindro	Comportamento do <i>scour apron</i>
P0.SA	Sem <i>scour apron</i>	Muito Acentuada	Muito acentuada	-
P1.SB	Com <i>scour apron</i>	Acentuada	Não se verifica	Pouco satisfatório

Comprova-se então a necessidade da colocação de *scour apron* em estruturas longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos.

6.4.2. PROFUNDIDADE DO TUBO DE ANCORAGEM

Existem indicações diversas quanto à melhor geometria do *scour apron* a adotar, em particular em relação à cota de fundação do tubo de ancoragem relativamente à base do cilindro de geossintéticos.

Nas duas obras aderentes em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* construídas em Portugal, nomeadamente em Moledo do Minho e Ofir, descritas respetivamente na secção 3.6.2.1 e no capítulo 4, foi colocado o tubo de ancoragem a uma cota inferior, com um desnível de 1 m (em protótipo) relativamente ao cilindro. Por outro lado, em algumas obras internacionais, nomeadamente as

construídas ao longo da costa sudeste do Texas, descrita na secção 3.6.3.2, o tubo de ancoragem, foi colocado à mesma cota que o cilindro em geossintéticos.

Foram testadas duas variantes ao modelo de referência, P1.SB, que permitissem retirar conclusões disso mesmo. O primeiro, denominado P1.SC, tem as mesmas condições que o modelo de referência mas com duas variantes: a fundação do tubo de ancoragem estar à mesma cota, ou seja um desnível nulo, relativamente à fundação do cilindro em geossintéticos; maior volume de areia de recobrimento, o que leva a um talude menos inclinado, logo mais estável. O segundo, designado P1.SD, tem também as mesmas condições que o modelo de referência mas com a variante da fundação do tubo de ancoragem se encontrar ao dobro da profundidade, ou seja 2 m (em protótipo), relativamente à fundação do cilindro em geossintéticos.

A tabela 6.4 retrata os vários estados de agitação ensaiados, nomeadamente os valores de altura e períodos de onda pretendidos e os realmente gerados pelo sistema de geração, obtidos através de uma média dos valores médios medidos nas 4 sondas de nível hidrodinâmico.

Os ensaios do modelo P1.SB, a negrito, representam os estados de agitação que foram novamente reproduzidos nos ensaios sobre os modelos P1.SC e P1.SE. Os valores apresentados tanto de altura como de período de onda estão à escala do modelo. Como se denota nas séries C e E apenas foram testados dois estados de agitação, que correspondem aos que geraram fenómenos mais graves de infraescavação no modelo sem *scour apron*.

Tabela 6.4. Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P1.SB, P1.SC e P1.SE.

Modelo	Designação	Fenómenos sedimentares junto à estrutura	Valores pretendidos		Valores gerados pelo sistema	
			H_M (m)	T_M (s)	H_M (m)	T_M (s)
P1.SB	P1.SB.1	Erosão	0.10	0.80	0.082	0.84
	P1.SB.2	Erosão	0.10	1.10	0.074	1.07
	P1.SB.3	Erosão seguida de acreção	0.13	2.31	0.089	1.94
	P1.SB.4	Erosão	0.13	1.73	0.121	1.58
P1.SC	P1.SC.1	Erosão	0.10	0.80	0.097	0.81
	P1.SC.2	Erosão	0.10	1.10	0.074	1.06
P1.SE	P1.SE.1	Erosão	0.10	0.80	0.091	0.83
	P1.SE.2	Erosão	0.10	1.10	0.084	1.07

A descrição detalhada dos ensaios dos modelos P1.SC e P1.SE podem ser consultados no anexo D.

No modelo P1.SC, em que o tubo de ancoragem está ao mesmo nível que o cilindro verificaram-se processos erosivos severos ao nível do mecanismo de proteção contra infraescavações. O *scour apron* ficou totalmente a descoberto e houve uma gradual e elevada perda de areia sob o mesmo. Foram também visíveis infraescavações na base do tubo de ancoragem. De notar que este modelo tinha um volume de areia de recobrimento significativamente superior ao modelo de referência, e mesmo assim o *scour apron* se comportou pior.

No modelo P1.SD, no qual o tubo de ancoragem foi colocado ao dobro da profundidade do modelo de referência os resultados são bem mais satisfatórios a praticamente todos os níveis, comparando com os modelos P1.SB e P1.SC. Aqui, o tubo de ancoragem permaneceu devidamente coberto com areia, as erosões nas juntas e junto às paredes do canal não foram significativas e o pescoço de cavalo não saiu da sua posição inicial.

O talude de recobrimento apresentou menores erosões no modelo P1.SC, o que seria espectável visto que neste modelo o talude de recobrimento, de inclinação 7V:17H, apresentava características mais estáveis que o adotado nos modelos P1.SB e P1.SE, de inclinação 11V:12H. Esta situação pode também ser explicada pelo fato de que, quando o tubo de ancoragem ficou totalmente a descoberto, funcionava como impedimento ao movimento das ondas, levando a perdas de energia nesse local. Assim, a energia da agitação que atingia o talude, junto ao cilindro, era inferior comparativamente com os modelos em que o tubo de ancoragem estava totalmente ou parcialmente coberto de areia.

Na figura 6.4 estão retratadas as 3 situações mencionadas, com profundidades do tubo de ancoragem relativamente ao cilindro de geossintéticos de 1 m (modelo P1.SB), 0 m (modelo P1.SC) e 2 m (modelo P1.SE), respetivamente de cima para baixo. Sendo as imagens apresentadas, captadas após o ensaio de duração 30 minutos sujeito às condições de agitação, $H=10$ cm e $T=0.8$ s.



Figura 6.4. Fenómenos erosivos nos modelos, com profundidades do tubo de ancoragem relativamente ao cilindro de geossintéticos de 1 m (modelo P1.SB), 0 m (modelo P1.SC) e 2 m (modelo P1.SE), respetivamente de cima para baixo.

Na tabela 6.5 é feita uma avaliação qualitativa dos fenómenos erosivos a sotamar do canal entre os 3 modelos.

Tabela 6.5. Análise qualitativa dos resultados nos modelos P1.SB, P1.SC e P1.SE.

Modelo	Desnível entre a cota de fundação do cilindro e do tubo de ancoragem	Erosão do talude de recobrimento	Comportamento do <i>scour apron</i>	
			Juntas	Tubo de ancoragem
P1.SB	1 m	Muito Acentuada	Não satisfatório	Parcialmente descoberto
P1.SC	0 m	Acentuada	Não Satisfatório	Totalmente descoberto
P1.SE	2m	Acentuada	Satisfatório	Totalmente coberto

Conclui-se assim que quanto maior for a profundidade do tubo de ancoragem relativamente ao cilindro em geossintéticos, melhor será a estabilidade total da estrutura perante condições adversas.

Outra conclusão a tirar da comparação entre os 3 modelos, é que na solução em que o tubo de ancoragem é colocado à mesma cota que o cilindro em geossintéticos, nem mesmo um maior e mais estável talude de recobrimento confere maior estabilidade à estrutura.

6.4.3. TALUDE DE RECOBRIMENTO

A quantidade de areia de recobrimento utilizada em obras longitudinais aderentes em cilindros de geossintéticos, nomeadamente as construídas na linha de costa para proteção de dunas e praias, é normalmente limitada às quantidades disponíveis no local. A influência do mesmo, para a estabilidade da estrutura, é muitas vezes desvalorizada.

Foi testada uma variante ao modelo de referência, P1.SD, com as mesmas características geométricas e estruturais no que toca à estrutura em si, mas com um talude de recobrimento de inclinação bastante inferior, de 7V:17H. No modelo de referência, P1.SB, o talude de recobrimento tem uma inclinação de 11V:12H.

A tabela 6.6 retrata os vários estados de agitação ensaiados, nomeadamente os valores de altura e períodos de onda pretendidos e os realmente gerados pelo sistema de geração, obtidos através de uma média dos valores significativos medidos nas 4 sondas de nível hidrodinâmico.

Os ensaios do modelo P1.SB, a negrito, representam os estados de agitação que foram novamente reproduzidos nos ensaios sobre o modelo P1.SD. Os valores apresentados tanto de altura como de período de onda estão à escala do modelo. No modelo P1.SD apenas foram ensaiados novamente 2 estados de agitação, que dizem respeito aos que geraram fenómenos mais gravosos de infraescavação no modelo sem *scour apron*.

Tabela 6.6. Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P1.SB e P1.SD.

Modelo	Designação	Fenómenos sedimentares junto à estrutura	Valores pretendidos		Valores gerados pelo sistema	
			H_M (m)	T_M (s)	H_M (m)	T_M (s)
P1.SB						
	P1.SB.1	Erosão	0.10	0.80	0.082	0.84
	P1.SB.2	Erosão	0.10	1.10	0.074	1.07
	P1.SB.3	Erosão seguida de acreção	0.13	2.31	0.089	1.94
	P1.SB.4	Erosão	0.13	1.73	0.121	1.58
P1.SD						
	P1.SD.1	Erosão	0.10	0.80	0.097	0.81
	P1.SD.2	Erosão	0.10	1.10	0.075	1.09

A descrição detalhada dos ensaios do modelo P1.SD podem ser consultados no anexo D.

O cilindro e o *scour apron*, apresentaram notoriamente melhores resultados no modelo P1.SD, que no modelo de referência, P1.SB, dos quais:

- A cota de coroamento do pescoço de cavalo não diminuiu (apenas junto às paredes do canal, resultado do efeito de parede, que leva à entrada de água e posteriormente à erosão), enquanto que no modelo de referência sofreu uma redução bastante considerável;
- As juntas permaneceram devidamente sobrepostas, não sendo uma entrada preferencial de água como no modelo P1.SB;
- Apenas uma pequena secção do cilindro de geossintéticos, imediatamente acima do pescoço de cavalo, ficou a descoberto, contrariamente ao modelo P1.SB que ficou a descoberto em toda a largura do canal;
- O tubo de ancoragem permaneceu totalmente coberto de areia. No modelo P1.SB ficou visível em praticamente toda a extensão e até se notaram fenómenos de infraescavação ao nível da sua base.

Na figura 6.5 é visível a situação no modelo com talude de recobrimento de inclinação 11V:12H, modelo P1.SB, (em cima) e 7V:17H, modelo P1.SD, (em baixo). Imagens estas obtidas após o ensaio de duração 30 minutos sujeito às condições de agitação, $H=10$ cm e $T=1.10$ s.



Figura 6.5. Fenómenos erosivos no modelo com talude de recobrimento de inclinação 11V:12H, modelo P1.SB, (em cima) e 7V:17H, modelo P1.SD (em baixo).

Na tabela 6.7 é feita uma avaliação qualitativa dos fenómenos erosivos a sotamar do canal entre os 2 modelos.

Tabela 6.7. Análise qualitativa dos resultados nos modelos P1.SB e P1.SD.

Modelo	Inclinação do talude de recobrimento	Erosão do talude de recobrimento	Comportamento do <i>scour apron</i>	
			Juntas	Tubo de ancoragem
P1.SB	11V:12H	Muito Acentuada	Não satisfatório	Parcialmente descoberto
P1.SD	7V:17H	Ligeira	Muito Satisfatório	Totalmente coberto

Pode então concluir-se que o talude de recobrimento tem uma considerável influência sobre a estabilidade da estrutura, bem como no eficiente enquadramento paisagístico da mesma na praia onde está inserida. A um maior volume e menores inclinações estão associados melhores resultados.

6.4.4. COMPRIMENTO EM PLANTA DA TELA DE APRON

O comprimento em planta a adotar da tela de *apron* é muitas das vezes limitado pela largura da praia emersa no local de implantação, caso a estrutura seja colocada ao longo da linha de costa.

Como foi mencionado na secção 3.5.3, o comprimento da tela de *apron* desde a geratriz do cilindro em geossintéticos à geratriz do tubo de ancoragem não deve ser menor que duas vezes a altura de onda do projeto (Pilarczyk, 2000) e não deve ser inferior ao dobro da altura do cilindro em geossintéticos (TenCate). Estas disposições são meramente indicativas, obtidas pela experiência adquirida ao longo do tempo, sem qualquer carácter estatístico.

Não havendo indicações de valores máximos de comprimento da tela em planta (distância entre a frente do cilindro e o tardo do tubo de ancoragem), decidiu estudar-se a influência que esta tem sobre os processos erosivos junto à estrutura e consequentemente à estabilidade da mesma.

Testou-se uma última variante do modelo de referência, denominada, P1.SF, com características idênticas, mas com o dobro do comprimento em planta da tela de *apron*, ou seja, 6 m, em protótipo. No modelo de referência, P1.SB este comprimento é de 3 m, em protótipo.

A tabela 6.8 retrata os vários estados de agitação ensaiados, nomeadamente os valores de altura e de período de onda pretendidos e os realmente gerados pelo sistema de geração, obtidos através de uma média dos valores medidos nas 4 sondas de nível hidrodinâmico.

Os ensaios do modelo P1.SB, a negrito, dizem respeito aos estados de agitação que foram novamente reproduzidos nos ensaios sobre o modelo P1.SF. Os valores apresentados tanto de altura como de período de onda estão à escala do modelo.

Tabela 6.8. Comparação dos estados de agitação testados nos modelos P1.SB e P1.SF.

Modelo	Designação	Fenómenos sedimentares junto à estrutura	Valores pretendidos		Valores gerados pelo sistema	
			H_M (m)	T_M (s)	H_M (m)	T_M (s)
P1.SB						
	P1.SB.1	Erosão	0.10	0.80	0.082	0.84
	P1.SB.2	Erosão	0.10	1.10	0.074	1.07
	P1.SB.3	Erosão seguida de acreção	0.13	2.31	0.089	1.94
	P1.SB.4	Erosão	0.13	1.73	0.121	1.58
P1.SF						
	P1.SF.1	Erosão	0.10	0.80	0.099	0.82
	P1.SF.2	Erosão	0.10	1.10	0.078	1.08

A descrição detalhada dos ensaios do modelo P1.SF podem ser consultados no anexo D.

O cilindro e o *scour apron*, exibiram melhor comportamento no modelo P1.SF, que no modelo de referência, P1.SB, de referir:

- Não ocorreram fenómenos erosivos preferenciais nas juntas, tendo-se mantido devidamente sobrepostas, não levando à entrada preferencial de água como no modelo P1.SB;
- A tela deslocou-se ligeiramente da sua posição inicial, principalmente junto às paredes do canal devido ao efeito de parede, levando a uma pequena redução da cota de coroamento do pescoço de cavalo. No modelo de referência estes fenómenos erosivos foram muito mais gravosos;
- Na metade direita do modelo, a secção do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo, ficou a descoberto, contrariamente ao modelo P1.SB que ficou a descoberto em toda a largura do canal e a uma escala bastante superior;
- O tubo de ancoragem permaneceu coberto de areia, em toda a sua extensão, contrariamente ao verificado no modelo P1.SB, que ficou praticamente todo a descoberto.

A figura 6.6 retrata o modelo de referência, P1.SB (em cima) e o modelo P1.SF (em baixo) com o dobro do comprimento em planta da tela de *apron*, depois de ensaios com a duração de 30 minutos sujeitos às condições de agitação, $H=10$ cm e $T=1.10$ s.



Figura 6.6. Fenómenos erosivos no modelo com comprimento da tela em planta, no protótipo, de 3 m, e 6m. Respetivamente, modelo P1.SB, (em cima) e modelo P1.SF, (em baixo).

Na tabela 6.9 é feita uma avaliação qualitativa dos fenómenos erosivos a sotamar do canal entre os 2 modelos.

Tabela 6.9. Análise qualitativa dos resultados nos modelos P1.SB e P1.SF.

Modelo	Comprimento da tela em planta no protótipo	Erosão do talude de recobrimento	Comportamento do <i>scour apron</i>	
			Juntas	Tubo de ancoragem
P1.SB	3 m	Muito Acentuada	Não satisfatório	Parcialmente descoberto
P1.SF	6 m	Acentuada	Muito Satisfatório	Totalmente coberto

Conclui-se assim que a distância a que está situado o tubo de ancoragem também tem influência sobre a estabilidade da estrutura. Quanto maior é o comprimento da tela desde a geratriz do cilindro ao tubo de ancoragem melhor é em termos de comportamento, principalmente do *scour apron*.

De referir que a maiores comprimentos da tela de *apron* estão associados custos construtivos bastante superiores, principalmente em termos de material e também maiores dificuldades construtivas, bem como perturbações da praia durante a construção.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

O uso de geossintéticos na engenharia costeira em estruturas longitudinais aderentes em cilindros é um tema de interesse atual embora a primeira obra deste género remonte de há muitos anos. Isto deve-se à crescente necessidade de adotar medidas de proteção da faixa costeira, de baixo custo, reduzido impacto paisagístico (as zonas costeiras vivem muito do turismo nas épocas balneares), rapidez construtiva e com características de reversibilidade permitindo a sua remoção, reformulação ou reforço.

Existem inúmeras estruturas de proteção da faixa costeira em estruturas em cilindros de geossintéticos dotadas do mecanismo de proteção contra infraescavações, *scour apron*, em todo o mundo. Apesar da larga experiência, não existem ainda disposições de projeto e construtivas relativamente à geometria do *scour apron* que se possam seguir aquando do projeto e execução de uma estrutura deste género. Existem apenas algumas indicações a seguir, baseadas na experiência adquirida em obras anteriores.

A presente dissertação teve como foco principal a análise do comportamento de uma estrutura longitudinal aderente de reforço dunar em cilindros de geossintéticos com *scour apron*. Foi testado em modelo físico reduzido 2D, a estrutura presente na praia de Ofir, bem como diversas variantes do mesmo. Essas variantes foram ao nível da geometria do *scour apron* e das condições do talude de recobrimento da estrutura longitudinal aderente

O modelo físico de referência, conforme explicado no capítulo 5, pretendeu representar à escala 1:12, uma secção da praia de Ofir, segundo o levantamento topográfico realizado em 2014. Optou-se por representar a secção transversal que apresentava mais problemas em termos de estabilidade. Foram simuladas as condições de agitação marítimas locais, e para isso foi tido em conta o trabalho de Coelho, (2005) relativo à costa noroeste portuguesa.

O estudo das diversas variantes geométricas do *scour apron* tinha como objetivo conhecer a melhor geometria a adotar em obras futuras bem como em possíveis intervenções de requalificação da obra de Ofir. Foram analisadas 5 variantes ao modelo de referência: apenas o cilindro, sem *scour apron*; tubo de ancoragem à mesma cota que o sistema de confinamento; maior volume de areia de recobrimento; tubo de ancoragem ao dobro da profundidade e tela de *apron* com o dobro do comprimento em planta.

Deste estudo em modelo reduzido, foi possível retirar as seguintes conclusões:

- Os estados de agitação que levam a maiores erosões globais e localizadas na estrutura, em Ofir, não são as mais severas ao largo mas sim as condições que levavam à ocorrência de rebentação junto da estrutura, e como resultado a erosões significativamente altas na sua zona frontal;

- O uso de proteção contra a erosão localizada na base dos cilindros de geossintéticos, nomeadamente o *scour apron*, é essencial para garantir a estabilidade global da estrutura ao longo da sua vida útil;
- O tubo de ancoragem deve ser colocado a uma cota inferior à cota de fundação do cilindro em geossintéticos, e quanto maior for esse desnível melhor. Não se deve colocar o tubo de ancoragem ao mesmo nível que o cilindro em geossintéticos ao contrário do que aparece representado em catálogos e alguma bibliografia;
- Mesmo aumentando o volume de areia de recobrimento, a colocação do tubo de ancoragem ao mesmo nível que o cilindro não apresenta melhores resultados que no caso de o tubo ser colocado a uma profundidade inferior e a estrutura recoberta com um menor volume de areia;
- O pescoço de cavalo confere uma segurança complementar ao cilindro, funcionando como um impedimento a possíveis rolamentos e também como proteção extra contra erosões na zona inferior do mesmo;
- O talude de recobrimento tem um impacto paisagístico favorável e uma influência direta, embora parcial, sobre o comportamento da estrutura. Quanto maior o volume de recobrimento e menor a inclinação, mais estável. O recobrimento pode ser removido o que implica a necessidade de futuras recargas em certas alturas do ano, como por exemplo antes da época balnear;
- O comprimento da tela de *apron*, em planta, ou seja, desde a frente do cilindro ao tardo do tubo de ancoragem, também é um fator condicionante. Quanto maior este comprimento, melhor, nas situações mais desfavoráveis em que a rebentação ocorre junto à estrutura;
- A zona das juntas deve ser um aspeto de especial atenção aquando do projeto e da própria execução em obra. Preferencialmente devem ser colocadas sobrepostas, com uma largura de sobreposição suficiente (na ordem de 1 m, em protótipo). Verificaram-se erosões localizadas preferenciais nestas zonas, mesmo quando sobrepostas;
- Nunca colocar as telas de *apron* justapostas, pois a entrada de água nestas zonas assume valores muito elevados. Embora não tenha sido testado em laboratório a variante das telas justapostas, as secções junto às paredes do canal podem ser consideradas como uma representação bastante aproximada dessa situação, e como se verificou os fenómenos erosivos nesse local eram significativamente superiores;
- Não estando a espessura do material geossintético do *scour apron* testado convertida à escala do modelo, tem que se ter em conta que caso estivesse, iria ser uma membrana muito fina e provavelmente as perdas de areia ao nível da base do *scour apron* não seriam tão elevadas e as erosões do talude de recobrimento do cilindro seriam superiores, pois a tela acaba por funcionar como uma armadura ao impacto das ondas.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar de existirem já muitos estudos físicos e numéricos de sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos o mesmo não se pode dizer relativamente ao complemento utilizado contra infraescavações, *scour apron*. Sobre este, não existem disposições construtivas a seguir, e todas as diretrizes seguidas para o dimensionamento do mesmo são obtidas através de experiência adquirida em obras semelhantes.

Seria interessante testar muitas mais variantes da geometria do *scour apron* de forma a tirar conclusões mais precisas, da configuração ideal a adotar em futuras obras de proteção costeira. No subcapítulo 4.5.2 estão apresentadas as diversas variantes em perfil e planta, propostas pelo autor, passíveis de ser testadas em trabalhos posteriores.

Seria importante que os novos estudos fossem feitos utilizando também material geossintético devidamente convertido à escala do modelo, tanto do material que compõe o cilindro como do *scour apron*.

A realização desta investigação através de modelação numérica seria aliciante do ponto de vista prático, apesar do grau de incerteza que lhe está associado. A modelação física, em estudos experimentais com modelos em fundos móveis, é ainda considerada a ferramenta mais adequada, tendo em conta a dificuldade inerente à modelação numérica do transporte sedimentar.

Neste estudo não foi analisado e medido o transporte transversal de sedimentos, e como foi explicado no capítulo 5, é um fenómeno muito presente junto destas estruturas. Era interessante em estudos futuros realizar esta análise, bem como da velocidade das partículas e da turbidez. Também a medição dos perfis transversais deveria ser realizada através de métodos de medição mais precisos, como o perfilador de fundos ou o sistema ADV.

Concluindo, a aplicação do *scour apron* em complementaridade com sistemas de confinamento em cilindros de geossintéticos, ainda é um tema atual associado às incertezas do seu bom funcionamento perante condições de agitação severas e à falta do chamado *"know-how"*.

Havendo já muitos estudos relativos ao material geossintético e aos cilindros em geossintéticos, a investigação futura deve direccionar-se para o estudo, a longo prazo, das melhores soluções estruturais e geométricas do *scour apron*, utilizado como mecanismo de proteção contra infraescavações.

Referências Bibliográficas

- [1]. Antunes do Carmo. (2013). *Experiência de Recuperação de um Sistema Dunar e Proposta de Instrumentos Complementares de Proteção, Atração e Valorização Ambiental*, Revista de Gestão Costeira Integrada, Vol. 13(3) páginas 317-328 .
- [2]. Bessa M. (2012). *Dimensionamento e avaliação experimental do comportamento de estruturas de defesa costeira longitudinais aderentes*. Dissertação Mestrado. Porto. FEUP.
- [3]. Bezerra P. (2008). *Estudo De Soluções mitigadoras De Erosões Localizadas Em Estruturas De Defesa Costeira*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [4]. Bezuijen A., Pilarczyk K.W. (2012). *Geosynthetics in Hydraulic and Coastal Engineering: Filters, Revetments and Sand Filled Structures*, 5 th European Geosynthetic Congress, Proceedings, 16 de Setembro de 2012, Valência, Espanha
- [5]. Bezuijen A., Vastenburg E.W. (2013). *Geosystems Design Rules and Applications*, Laiden, Holanda, CRC Press/Balkema 145 páginas.
- [6]. Bezuijen, A., and Vastenburg, E. (2008). *Geosystems, possibilities and limitations for applications*, Proceedings of EuroGeo4: Fourth European Geosynthetics Conference, Edinburgh, Scotland, United Kingdom.
- [7]. Carvalho, E., Maia, R., Proença, M. (2007). *Fenómenos de Sedimentação e Transporte – Início do Movimento*. 2.as Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. FEUP, Porto.
- [8]. Chanson, H. (2004). *The hydraulics of open channel flow*, Amsterdam: Elsevier Science B.V., 650p, ISBN 10: 0-7506-5978-5.
- [9]. Coelho, C. (2005). *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- [10]. Costa, I. (2013). *Estudo numérico de estruturas Especiais de controlo da erosão Costeira*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [11]. da Siva, R. (2010). *Avaliação Experimental e Numérica de Parâmetros Associados a Modelos de Evolução da linha de Costa*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto.
- [12]. Dally, William R., Dean, Robert G., Dalrymple, Robert A. (1985). *Wave height variation across beaches of arbitrary profile*. Journal of Geophysical Research: Oceans (1978–2012). Vol. 90. n.º C6. p. 11917-11927. ISSN 2156-2202.
- [13]. Dalrymple, R. (1985). *Physical modelling in coastal engineering*, London: Taylor & Francis, 276p, ISBN 10 9061915163
- [14]. das Neves L. 2003. *Geossintéticos e Geossistemas em Engenharia Costeira*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [15]. das Neves, L. (2011). *Experimental Stability Analysis of Geotextile Encapsulated-Sand Systems Under Wave- Loading*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto.
- [16]. Davies, M., MacDonald, N., Cornett, A., (2001). *Optimization of Port Design Using Physical Modeling*. Proc.
- [17]. Dias, J. M. Alveirinho. (1993). *"Estudo de Avaliação Ambiental e Proposta de Medidas de Salvaguarda para a faixa Costeira Portuguesa (Geologia Costeira)." Engineering*. Singapore: World Scientific.
- [18]. Ferradosa, T. (2011). *Scour around marine Foundations in mixed and layered Sediments*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [19]. Ferreira, D. (2014). *Modelação laboratorial de uma estrutura aderente em cilindros de geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [20]. Fredsøe, J., Sumer, B.M., (1997). *Scour at the round head of a rubble-mound breakwater*. Coastal Eng.29, 231–262.

- [21]. Gibeaut J., Hepner T., Waldinger R., Andrews R., Smyth R., Gutierrez R. (2001). *Geotubes for Temporary Erosion Control and Storm-Surge Protection along the Gulf of Mexico Shoreline of Texas*. Bureau of economic geology, John A. and Katherine G. Jackson school of geosciences, the University of Texas at Austin.
- [22]. Gomes, J. (2014). *Estudo experimental do efeito da utilização de geossistemas na longevidade de praias alimentadas artificialmente*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [23]. HR Wallingford. (2007). *Multi- Element Wave Generation System with AC Drives and Dynamic Wave Absorption*. HR Wallingford Ltd, Oxfordshire, UK
- [24]. HR Wallingford. (2009). *HR DAQ – Data Acquisition and Analysis Software Program*. HR Wallingford Ltd, Oxfordshire, UK
- [25]. Hughes, S. (1993). *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 7, Singapore: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 550p, ISBN 13: 978-9810215415.
- [26]. Hughes, Steven A., Fowler, Jimmy E., Center, Coastal Engineering Research. Station. (1990) U.S. Army Engineer Waterways Experiment - *Midscale physical model validation for scour at coastal structures* / by Steven A. Hughes, Jimmy E. Fowler; prepared for Department of the Army, US Army Corps of Engineers. Vicksburg, Miss.: available from National Technical Information Service.
- [27]. Kamphuis, J. (2009). *Model scaling*, Kingston, Canada: Queen's University, 27 pp.
- [28]. Kriel, H. J. 2012. *Hydraulic stability of multi-layered sand-filled geotextile tube breakwaters under wave attack*. Dissertação de Mestrado, Stellenbosch Univ., Stellenbosch, África do Sul
- [29]. Lameiro L., Taveira Pinto. (2009). *Avaliação da sedimentação em albufeiras e técnicas de transposição e reutilização dos sedimentos*. 4.as Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. FEUP, Porto.
- [30]. Loureiro, E. (2006). *Indicadores Geomorfológicos e Sedimentológicos na Avaliação da Tendência Evolutiva da Zona Costeira (Aplicação ao concelho de Esposende)*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho.
- [31]. Lysne, Dagfinn, Glover, Brian, Støle, Håkon, Tesaker, Einar (2003). *Sediment transport and sediment handling, Hydraulic Design*, Norwegian University of Science and Technology Department of Hydraulic and Environmental Engineering, Trondheim, Noruega páginas 117-155.
- [32]. MIRAFL® s/d. *Geosystems for soil containment. Geotubes®, geocontainers® and geobags*. TC MIRAFL.
- [33]. Moreira das Neves, R. (2014). *Comportamento De Um Manto De Taludes De Enrocamento Para Diferentes Risbermas De Proteção Do Pé De Talude*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [34]. Oumeraci, H. (1993). *Scour in front of vertical breakwaters - review of scaling problems*, Braunschweig, Germany: Leichtweiß Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources, Research Report no.125, 39p.
- [35]. Taveira-Pinto, F. *Perspectivas de Análise*. 1^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 30 de Outubro de 2006, pp. 79-86, ISBN: 264768/07, SHRHA.
- [36]. Pilarczyk, K. (2000). *Geosynthetics and geosystems in hydraulics and coastal engineering*, Roterdão, A. A Balkema Publications 913 páginas.
- [37]. Porto, A. (2013). *Estudo Laboratorial do Comportamento de uma Restinga Móvel Confinada por Cilindros de geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.

- [38]. Santos, J. (2015). *Estudo laboratorial do comportamento do tómbolo de um quebramar destacado com alimentação artificial de areias*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- [39]. Santos, P. 2010. *Análise da interação de navios com dispositivos de acostagem e amarração. Estudo em modelo físico do posto "A" do terminal de petroleiros do porto de Leixões*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto
- [40]. Silva, R., Coelho, C., Veloso Gomes, F., Taveira Pinto, F. (2007). *Dynamic numerical simulation of medium-term coastal evolution of the west coast of Portugal*.
- [41]. Silvester, R., and Hsu, J. (1997). *Coastal stabilization, Advanced Series on Ocean*
- [42]. Sumer, B., Fredsøe, J. (2000). *Experimental Study of 2D Scour and its Protection at a Rubble-Mound Breakwater*. Coastal Eng. 40, 59 – 87.
- [43]. TenCate Geobag® s/d. *Geosynthetics for Coastal and Marine Engineering*, Tencate.
- [44]. TenCate Geotube® s/d. *Geosynthetics Containment*, TenCate.
- [45]. TenCate Geotube® s/d. *Marine Solutions*, Tencate.
- [46]. Van Rhee, C. (2002). *On sedimentation process in a trailing suction hopper dredger*, Proefschrift TU, Delft
- [47]. Van Steeg, P.; and Vastenburg, E. (2010). *Large scale physical model tests on the stability of geotextile tubes*, DELTARES.
- [48]. Veloso Gomes, F. (2007). *A Gestão da Zona Costeira*. Revista da Gestão Costeira Integrada 7(2): páginas 83-95
- [49]. Veloso Gomes, F., das Neves, L. (2011). *Projeto de Execução: Intervenção de Emergência na Praia de Moledo do Minho, concelho de Caminha*. IHRH, Porto.
- [50]. Veloso Fomes, F. Rosa Dantos, P. (2014). *Projeto de Execução: Reforço do Sistema Dunar e Proteção da Linha de Costa na Praia de Ofir - Fase 3*. IHRH, Porto.
- [51]. <http://2.bp.blogspot.com/ZggGSwuvXHE/To9ZSiP3AI/AAAAAAAAAMo/ByE6t5o0JII/s1600/Dragagem%2B-2.jpg> – Maio de 2016
- [52]. http://3.bp.blogspot.com/_pMEU5uHAylA/TApNF4DTTI/AAAAAAAAAAA4/QvllMpoLv9U/s1600/Sem+t%C3%ADtulo.jpg – Maio de 2016
- [53]. http://4.bp.blogspot.com/oJpl_5yT94s/VUqLK8B18EI/AAAAAAAAAOx8/TVdnIykXvo/s1600/paramos2.jpg – Maio de 2016
- [54]. http://4.bp.blogspot.com/oJpl_5yT94s/VUqLK8B18EI/AAAAAAAAAOx8/TVnIykXvo/s1600/paramos2.jpg – Março de 2016
- [55]. <http://biogeoart.blogspot.pt/2010/03/fenomenos-antropicos-obras-de.html> – Abril de 2016
- [56]. http://textilecentre.blogspot.pt/2013/09/geotextile-fabric-types-and-construction_4291.html – Março de 2016
- [57]. HTTP://WWW.APDL.PT/DOCUMENTS/10180/118802/TERMINAL_CRUZEIROS.JPG/6A786289-07ED-4C4E-939F-40763EC3E255?T=1437746479745 – Maio de 2016
- [58]. <http://www.cmjornal.xl.pt/nacional/portugal/detalhe/erosao-costeira-esta-a-deitar-se-dinheiro-ao-mar.html> - junho de 2016 – Março de 2016
- [59]. <http://www.curiousmeridian.pt/pt-pt/sintra> - Maio de 2016
- [60]. <http://www.enrico-piolanti.pt/?mod=gallery&url=redes&id=8> – Junho de 2016
- [61]. http://www.euroSION.org/project/euroSION_pt.pdf – Junho de 2016
- [62]. http://www.huesker.com.br/uploads/tx_itmdownload/PBSoilTain_Coastal_protection-pt.pdf – Março de 2016
- [63]. <http://www.icsa.pt/imagem.php?img=client/image/0000000001/780.JPG&w=592&h=271&q=80&wc=592&hc=271&t=2> – Março de 2016

- [64]. <http://www.icsa.pt/imagem.php?img=client/image/0000000001/780.JPG&w=592&h=271&q=80&wc=592&hc=271&t=2> – Maio de 2016
- [65]. <HTTP://WWW.SULINFORMACAO.COM/WP-CONTENT/UPLOADS/QUARTEIRA-470X300.JPG> – Maio de 2016
- [66]. <http://www.tencate.com/Images/2%20geosynthetics%20%20cannes%20geotube%20installatie%20221-32918.jpg> – Março de 2016
- [67]. <http://www.tencate.com/Images/2%20geosynthetics%20%20cannes%20geotube%20installatie%20321-32919.jpg> – Abril de 2016
- [68]. <http://www.tencate.com/Images/2%20geosynthetics%20cannes%20golfslag21-32916.jpg> – Abril de 2016
- [69]. <http://www.tencate.com/txtures/038-Summer-2014/A-reef-ofgeosynthetics.aspx> – Abril de 2016
- [70]. <http://www.tencate.com/Images/2%20geosynthetics%20%20cannes%20geotube%20gereed21-32921.jpg> – Abril de 2016
- [71]. <http://zonas-costeiras.blogspot.pt/2010/06/obras-de-proteccao-costeira.html> – Abril de 2016
- [72]. https://www.layfieldgroup.com/Geosynthetics/Tech-Notes/Geotextile_Sewing.aspx – Março de 2016
- [73]. HTTPS://WWW.RESEARCHGATE.NET/PROFILE/TOM_BALDOCK/PUBLICATION/222406898/VIEWER/AS:99394477101068@1400708898609/BACKGROUND/2.PNG – Abril de 2016

Anexos

ANEXO A

LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS PRÉVIOS À CONSTRUÇÃO

Neste Anexo A, é apresentado o levantamento topográfico do local de intervenção em Ofir, realizado pela sociedade Polis Litoral Norte, o qual tinha como intuito o projeto do reforço dunar e proteção da faixa costeira, no ano de 2014 (Velooso Gomes e Rosa Santos, 2014). As cotas estão referidas ao Zero Topográfico (ZT), considerando-se que este está cerca de 2 m acima do Zero Hidrográfico (ZH).

Todos os levantamentos apresentados estão à escala 1/500 e foram retiradas do projeto de execução efetuado por Velooso Gomes e Rosa Santos, 2014. Os levantamentos da extensão sul (figura A.1) foram realizados a 30 de junho de 2014 e os da extensão norte (figuras A.2, A.3 e A.4) a 9 de setembro de 2014.

A figura A.1 retrata o levantamento topográfico a zona a sul, junto às 3 torres. Aqui estão assinaladas a verde, duas escadas de acesso à praia e um acesso não pavimentado (através das dunas), que serviriam de acesso de equipamentos e veículos e limpeza e socorro.

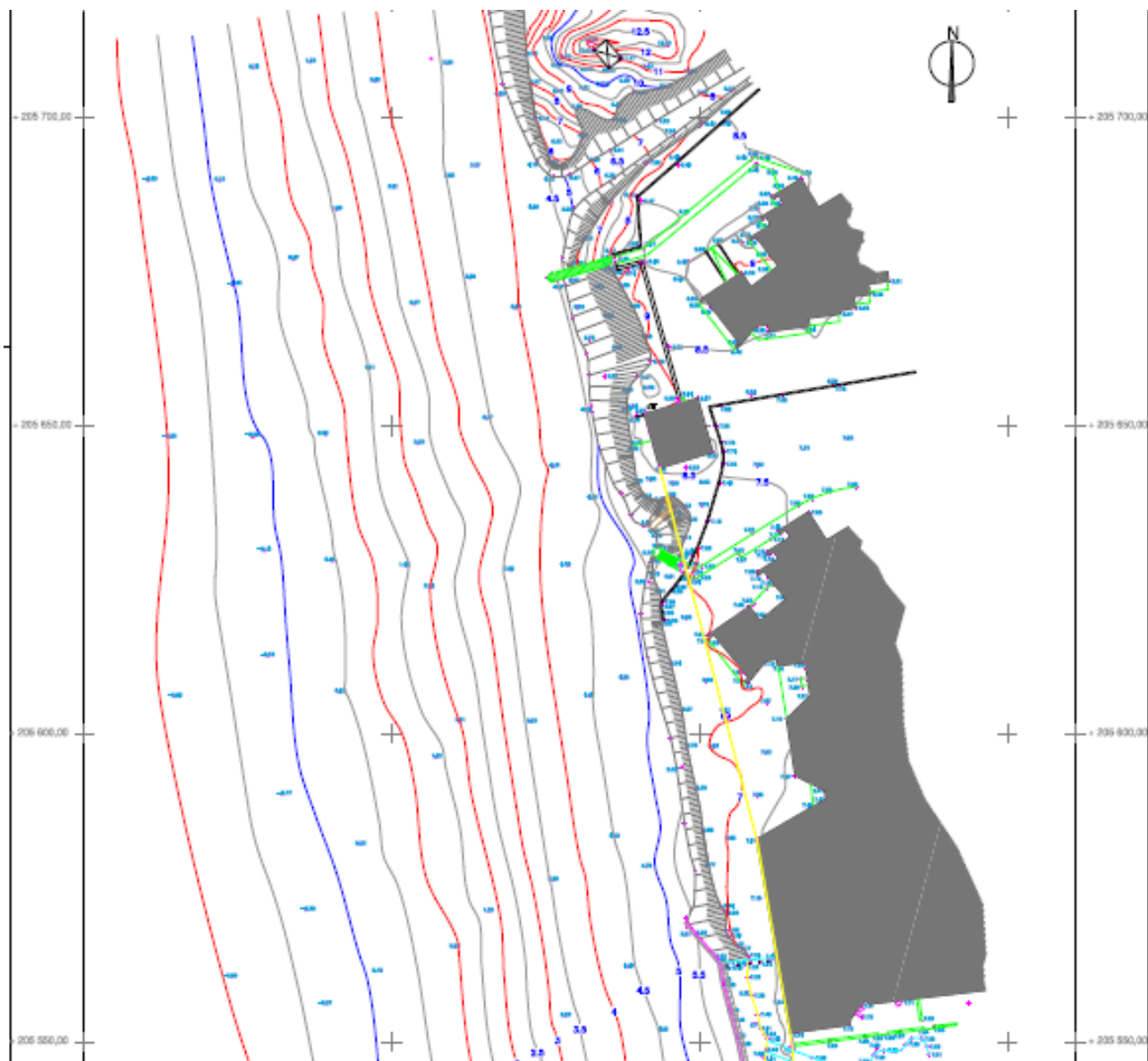


Figura A.1. Levantamento topográfico a sul, junto às três torres (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

Na figura A.2 está representado o levantamento topográfico na zona a norte, entre as torres e o esporão curvilíneo da restinga de Ofir. São bem visíveis as 8 vivendas junto à costa, bem como os diversos acessos à praia e cordão dunar.

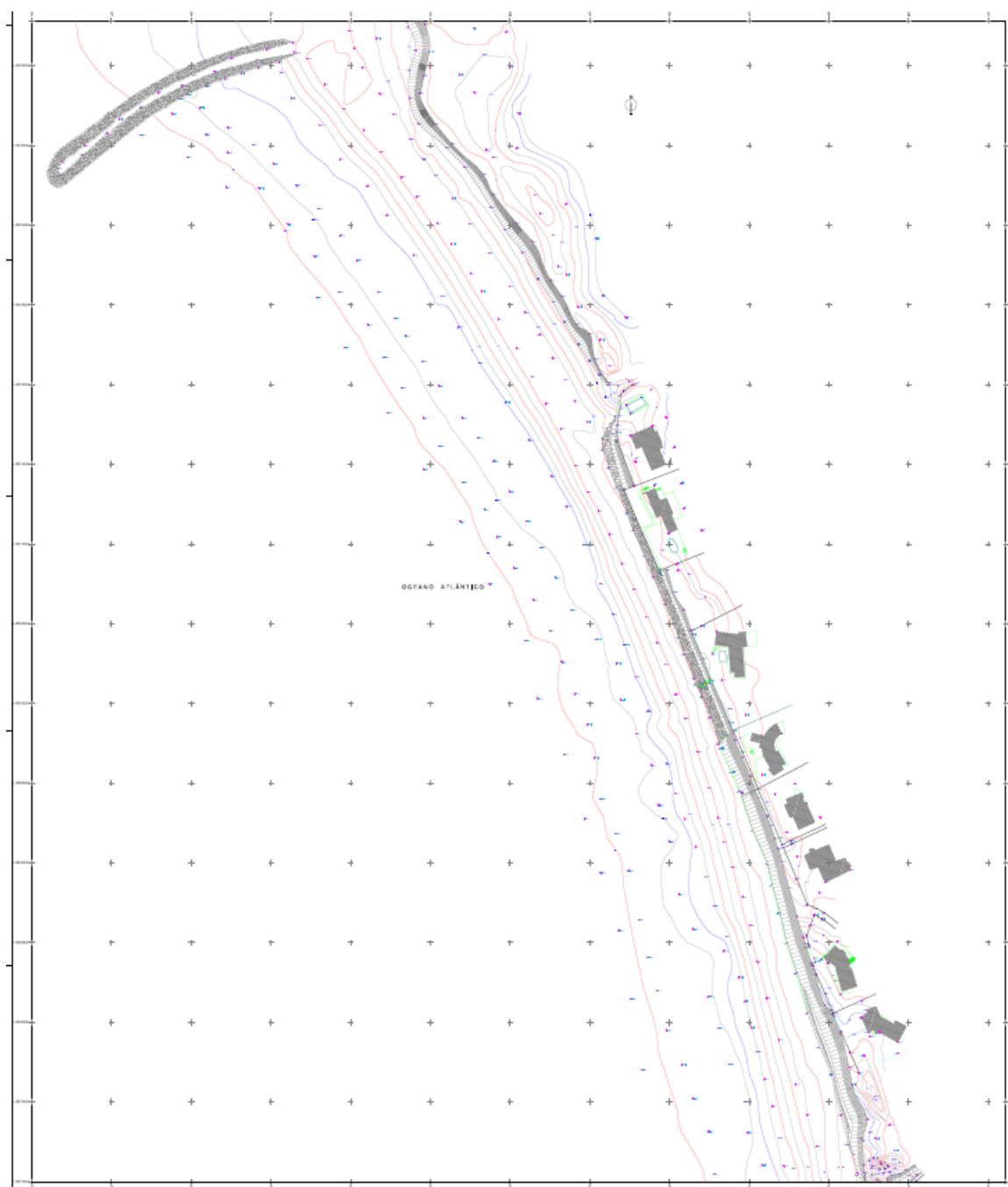


Figura A.2. Levantamento topográfico a norte, entre as torres e o esporão curvilíneo da restinga de Ofir (Velooso Gomes e Rosa Santos, 2014).

A figura A.3 retrata em detalhe o levantamento topográfico na zona a norte, entre as torres e a 5ª vivenda (a contar de sul para norte). Aqui estão presentes estruturas de defesa em estacas de madeira e sacos em geotêxtil, realizadas por iniciativa própria dos moradores.

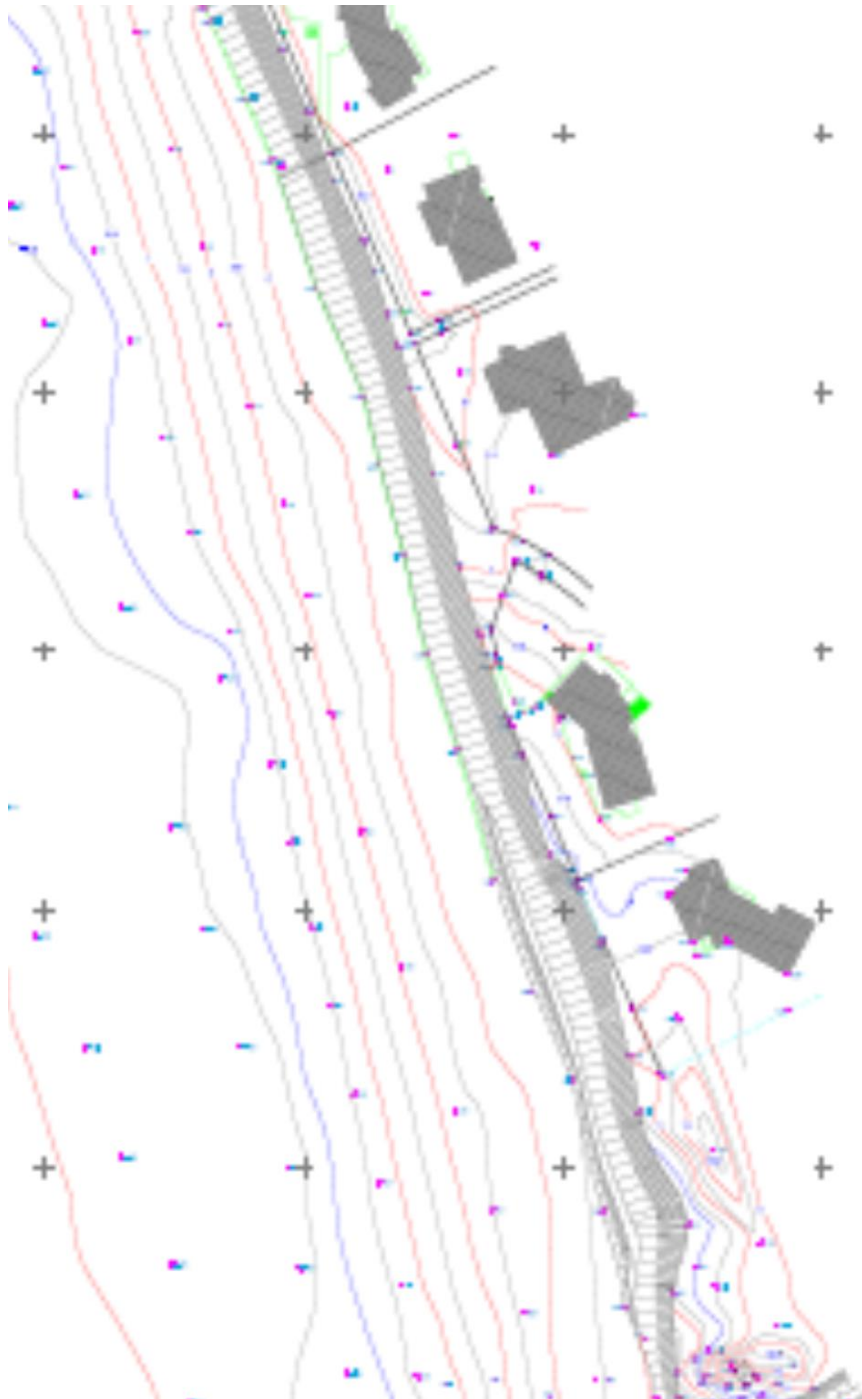


Figura A.3. Pormenor do levantamento topográfico a norte, entre as torres e a 5ª vivenda (a contar de sul para norte) (Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

Na figura A.4 é visível em detalhe o levantamento topográfico na zona a norte, entre a 5ª vivenda e a 8ª vivenda (a contar de sul para norte). Neste troço existem estruturas longitudinais aderentes em enrocamento, executadas por iniciativa privada.

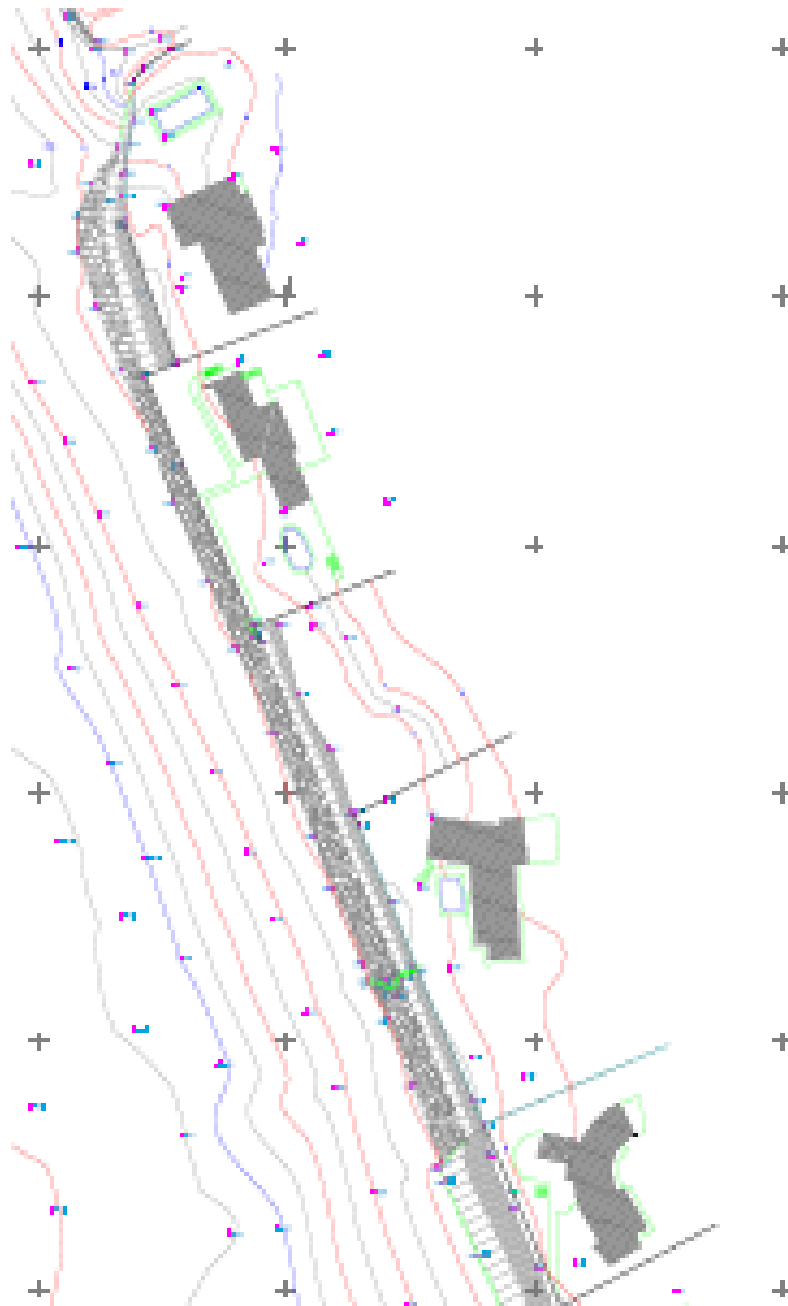


Figura A.4. Pormenor do levantamento topográfico a norte, entre a 5ª e a 8ª vivenda (a contar de sul para norte)
(Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

ANEXO B

PLANTA DE IMPLANTAÇÃO

Neste Anexo B está representada a planta de implantação da estrutura longitudinal aderente em cilindros de geossintéticos dotados de *scour apron* na zona de intervenção em Ofir. Tem uma extensão total de 600 m dividida em troços de 55, 35 e 510 m de forma a possibilitar dois acessos à praia.

A implantação da estrutura, em peça desenhada, vem representada na figura B.1, à escala 1/500, e foi obtida do projeto de execução efetuado por Veloso Gomes e Rosa Santos, (2014). A diretriz representada é poligonal, mas “adoçada”, para que a intervenção se possa melhor ajustar melhor à configuração existente na altura da concretização da intervenção. Esses ajustes podem ser necessários, caso ocorram variações das condições topográficas e de acertos técnicos, como por exemplo o comprimento de cada cilindro.

ANEXO C

PERFIS TRANSVERSAIS

Neste anexo serão apontados os diversos perfis da zona de intervenção de Ofir, bem como a respetiva localização ao longo de toda a extensão.

Antes de mais, na figura C.1 está representada uma ampliação do levantamento topográfico presente no anexo B (à escala 1/500), de forma a ser possível ver-se a localização dos 5 perfis medidos ao longo da extensão de 600 m da zona de intervenção.

Nas figuras C.2, C.3, C.4, C.5 e C.6 estão retratados os perfis transversais tipo da praia nas 5 secções, respetivamente. Todos os perfis estão à escala 1/200 e foram obtidos do projeto de execução efetuado por Veloso Gomes e Rosa Santos, (2014).

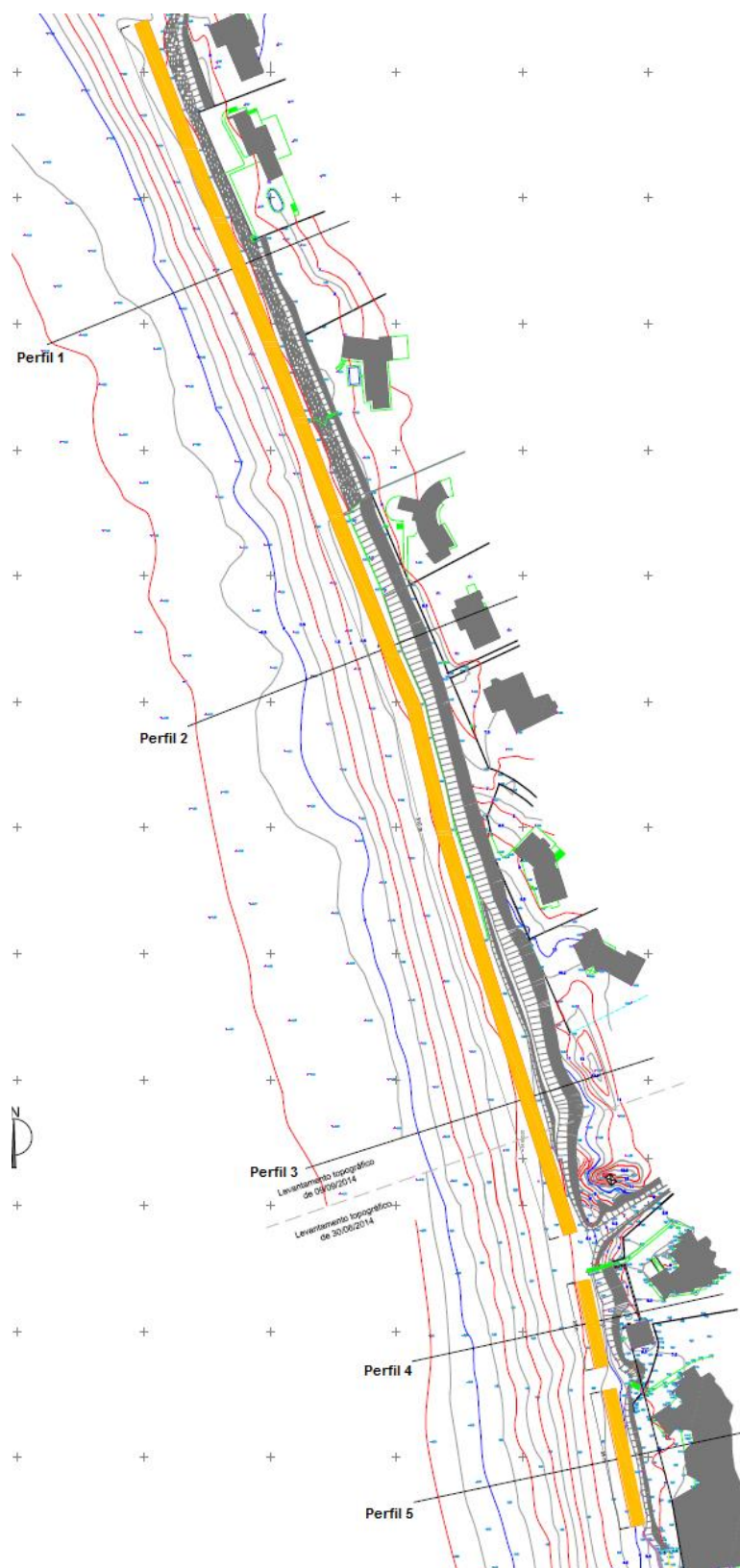


Figura C.1. Posição dos perfis transversais medidos ao longo da extensão da estrutura na zona de intervenção (adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

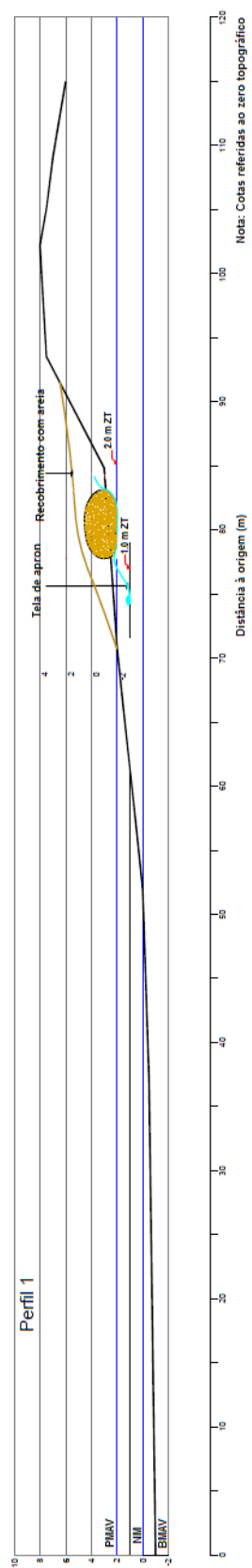


Figura C.2. Perfil de praia na secção 1 (adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

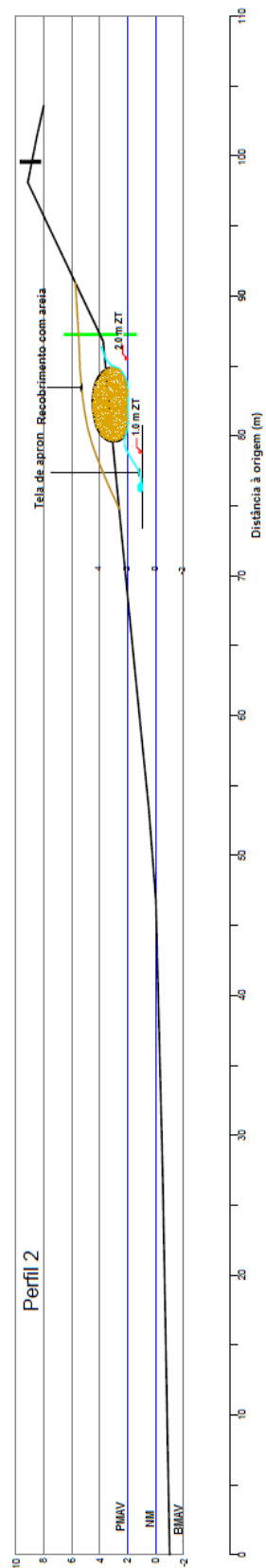


Figura C.3. Perfil de praia na secção 2 (adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

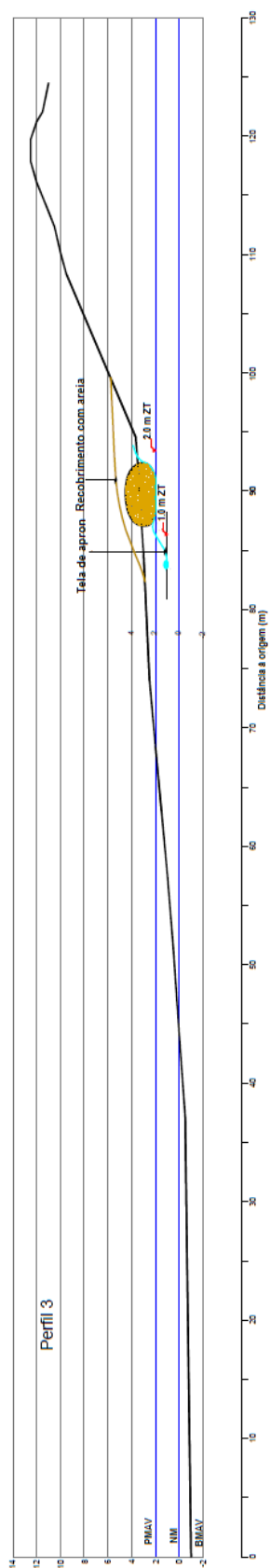


Figura C.4. Perfil de praia na secção 3 (adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

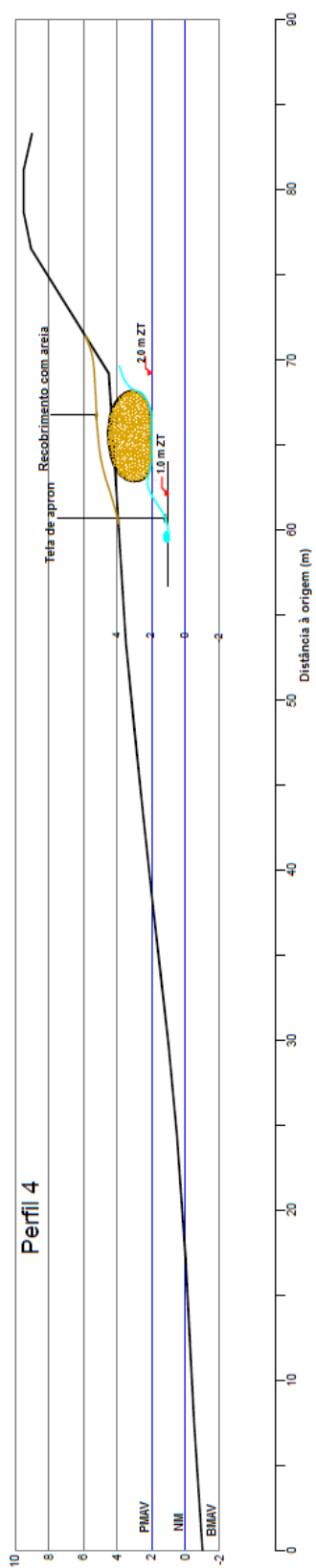


Figura C.5. Perfil de praia na secção 4 (adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

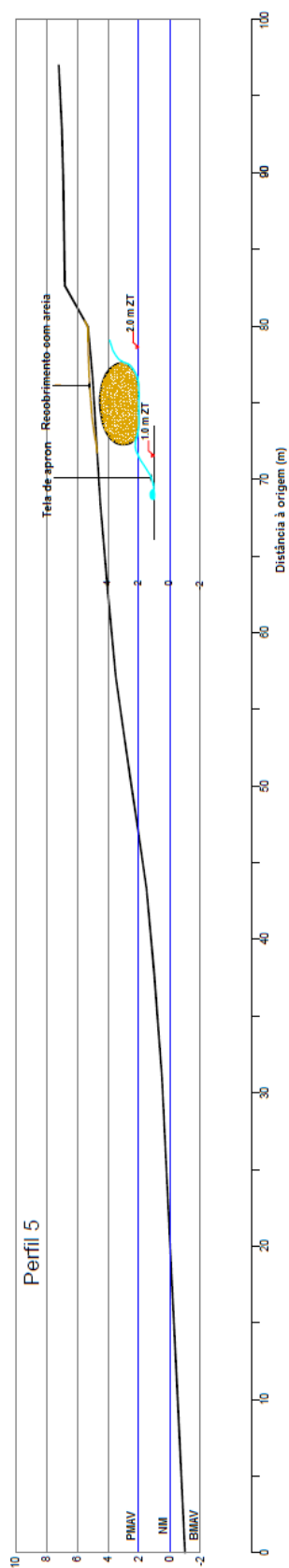



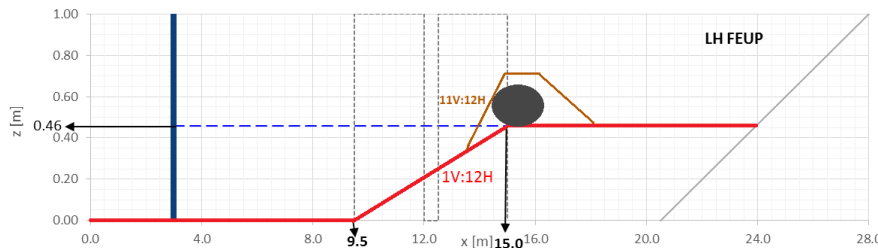
Figura C.6. Perfil de praia na secção 5 (adaptado de Veloso Gomes e Rosa Santos, 2014).

ANEXO D

FICHAS RESUMO DOS ENSAIOS REALIZADOS

ÍNDICE

P0.SA.1	145
P0.SA.2.1	153
P0.SA.2.2	161
P0.SA.3	169
P0.SA.4	175
P0.SA.5	183
P0.SA.6	189
P1.SB.1	197
P1.SB.2	205
P1.SB.3	213
P1.SB.4	221
P1.SC.1	229
P1.SC.2	237
P1.SD.1	243
P1.SD.2	251
P1.SE.1	259
P1.SE.2	267
P1.SF.1.....	275
P1.SF.2.....	285

Ensaio	Planta0.SérieA				Nº do Ensaio		1	Data	22.04.2016		
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	de 2.02		
Pretendida	13	Obtida	6.45	Pretendido	1.73	Obtido	1.38				
								Duração (min)	30		
Inclinação do talude de recobrimento											
11:12											
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento											
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲			Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.83			15.08			15.33				
Z (m)	0.46			0.66			0.46				
Observação: O sistema de eixos adotado é o mesmo da figura seguinte.											
INPUT para a Batimetria											
											
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)	0.46				
	15.0	0.46		23.9	0.46						
Observações											

A aproximadamente 85 cm de distância ao eixo do sistema de confinamento em cilindro de geossintéticos verificou-se uma maior erosão localizada por ação da rebentação sobreposta a fenómenos de reflexão. Não estando o estudo da reflexão das ondas a ser feito, não foi possível quantificar esta reflexão. Em estudos futuros seria aconselhável ter este fenómeno em conta.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente, aos 2 min, 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.1 dá uma visão global do aspeto do modelo, imediatamente antes do enchimento do canal com água até ao nível de 0.46 m pretendido.

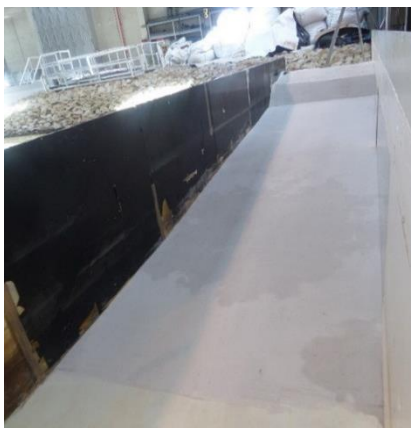


Figura D.1. Modelo inicial antes do enchimento do canal.

2 Min

A areia que se encontrava a recobrir a zona frontal do cilindro já tinha sido praticamente toda removida. Esta erosão precoce pode ser explicada pelo fato de o próprio talude do recobrimento ter uma inclinação demasiado elevada (aproximadamente 45°), e por si só já não era estável.

Ao final de 2 min já era visível a cavidade de erosão devida à elevada perda de energia provocada pela rebentação sobreposta a fenómenos de reflexão das ondas. Na figura D.2 está representada esta cava comparativamente com a linha do perfil inicial.

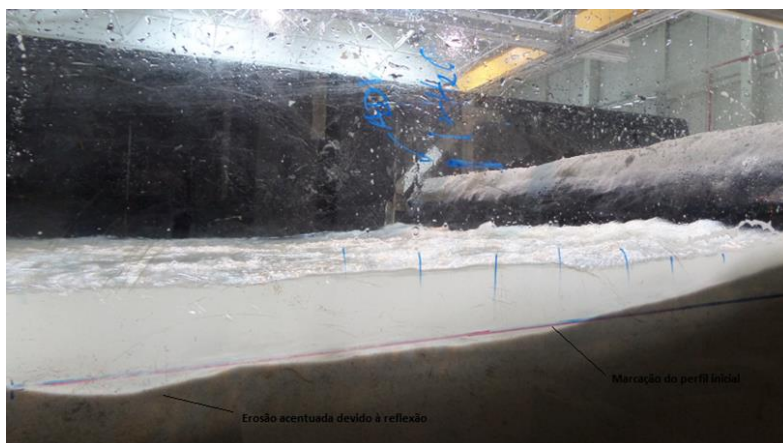


Figura D.2. Cavidade de erosão ao fim de 2 min comparativamente com o perfil inicial.

As micro e macro-rugosidades já eram bem visíveis ao longo do perfil.

5 Minutos

Na figura D.3 apresenta-se em pormenor a zona junto ao cilindro. O triângulo desenhado no vidro a vermelho corresponde à inclinação do talude inicial e serve como guia relativamente à posição do recobrimento no início dos ensaios. A partir deste traçou-se a linha laranja para servir de meio de comparação. Como se pode verificar ocorreu uma perda muito significativa de areia de recobrimento, e também ao nível da base de fundação do cilindro, embora em pequena quantidade.



Figura D.3. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.

Na zona junto ao cilindro verifica-se uma perda de areia que acaba por se depositar a barlamar do canal, havendo assim fenómenos de erosão nas zonas próximas do cilindro e acreção a barlamar do canal.

Relativamente às rugosidades, à medida que se observa o perfil dos fundos do início do canal até ao cilindro, estando esse perfil representado pelas figuras D.4 D.5 e D.6, verifica-se uma mudança de dimensão das mesmas. Nos primeiros 150 cm ocorreram micro-rugosidades e a partir dessa secção até aproximadamente a zona da cavidade de erosão originada pelo fenómeno de rebentação, ocorreram macro-rugosidades. Como se pode visualizar também nas imagens, as rugosidades no início do canal (figuras D.5 e D.6) estão acima da linha do perfil inicial, significando que ocorreu transporte de areia de sotamar para barlamar. A imagem da figura D.4 comprova isso mesmo, nesta zona mais próxima do cilindro as micro-rugosidades encontram-se abaixo da linha de perfil inicial significando que ocorreram perdas de areia.

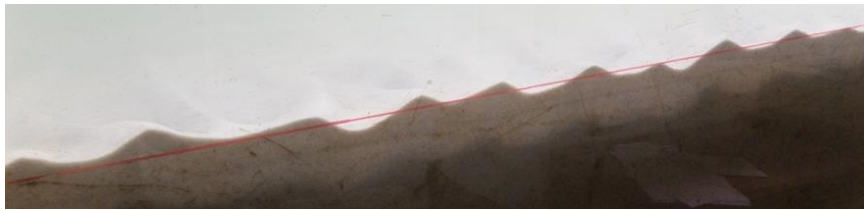


Figura D.4. Macro-rugosidades visualizadas a partir do início da segunda janela ao fim de 5 min.



Figura D.5. Macro-rugosidades visualizadas a partir do final da primeira janela ao fim de 5 min.



Figura D.6. Micro-rugosidades a barlamar do canal ao fim de 5 min (início da primeira janela).

10 Minutos

No que respeita à erosão na fundação do cilindro não se verificaram mudanças significativas que mereçam registo.

Ao nível das rugosidades não se verificaram alterações significativas. De notar que através da figura D.7, que representa as mesmas em planta, é visível que as mesmas se apresentam em alinhamentos retilíneos ao longo da largura do canal. Isto comprova a hipótese inicial de que os fenómenos seriam predominantemente bidimensionais.



Figura D.7. Pormenor da orientação das micro-rugosidades ao fim de 10 min.

15 Minutos

Neste instante, para além da contínua perda de areia de recobrimento, começa a verificar-se o fenómeno de infraescavação na base do cilindro como se pode ver através da figura D.8.



Figura D.8. Pormenor da infraescavação na base do cilindro ao fim de 15 min.

A zona do perfil dos fundos próxima do cilindro, ilustrada na figura D.9 está notoriamente com menos areia que o verificado ao fim de 5 min.



Figura D.9. Erosões notórias nos fundos próximos do cilindro ao fim de 15 min.

Verifica-se o aparecimento de cada vez mais micro-rugosidades no início do canal e uma crescente acentuação das macro-rugosidades até à cavidade de erosão provocada pela rebentação das ondas (figuras D.10 e D.11).



Figura D.10. Micro e macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 15 min.



Figura D.11. Micro e macro-rugosidades visualizadas a partir da segunda janela ao fim de 15 min.

20 Minutos

Foi notória a transformação das micro-rugosidades presentes no início do perfil em macro rugosidades, como se pode verificar através da figura D.12.

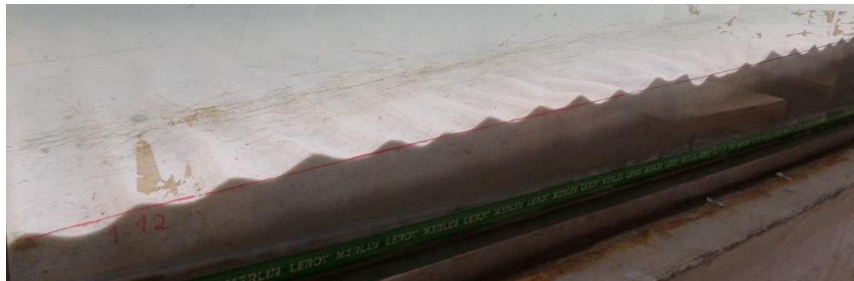


Figura D.12. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

As erosões ao nível da base do cilindro foram agravadas, situação esta representada na figura D.13.



Figura D.13. Erosão localizada na base do cilindro ao final de 20 min.

25 Minutos

As rugosidades na primeira metade do perfil são idênticas às verificadas aos 20 min. A erosão na base do cilindro aumentou um pouco relativamente ao verificado aos 15 min (figura D.14).



Figura D.14. Pormenor da infraescavação na base do cilindro ao fim de 25 min.

Final

Através da figura D.15 é bem visível a perda praticamente total da areia de recobrimento do sistema de confinamento, comparativamente com o volume inicial representado pela linha azul superior. De notar também a erosão ao nível da sua base.



Figura D.15. Pormenor do sistema de confinamento no final do ensaio.

As figuras D.16 e D.17 retratam respetivamente, a erosão de areia a sotamar do canal e a sua consequente acreção a barlar. As macro-rugosidades são cada vez menos salientes.



Figura D.16. Macro-rugosidades e erosões a sotamar do canal no final do ensaio.



Figura D.17. Micro e macro-rugosidades a barlar do canal no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1279	0.074	1.437
1	1254	0.065	1.395
4	1466	0.053	1.254
6	1183	0.066	1.416

Tabela D.1. Resultados obtidos pelo *software WR WaveData*.

Como se pode verificar as alturas e períodos de onda médios medidos em cada sonda são ligeiramente diferentes uns dos outros e do pretendido, tabela D.1. Considerou-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda média. Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 6.45 cm e o período de 1.376 s.

Perfil dos fundos

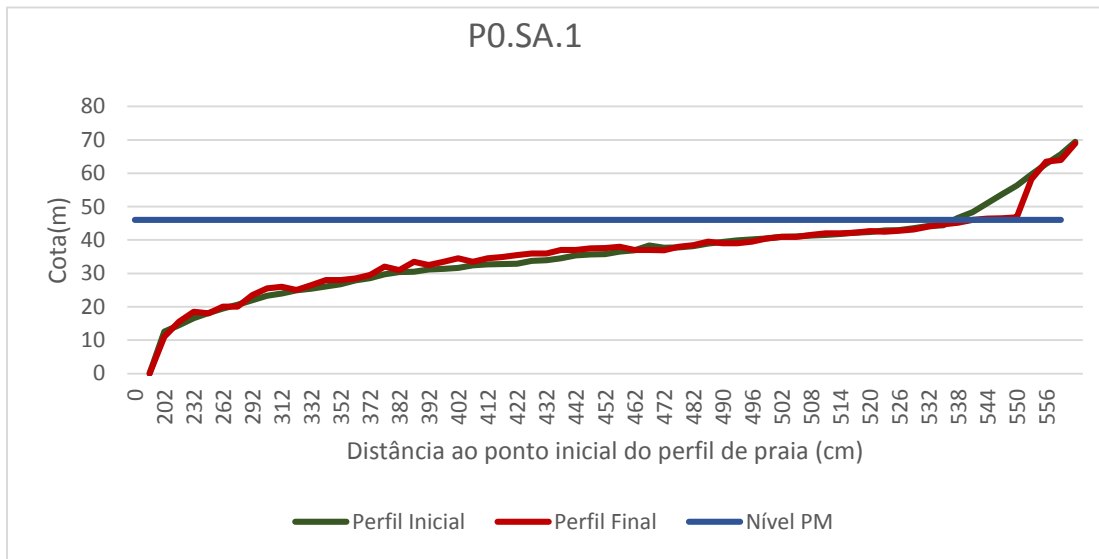


Figura D.18. Evolução do perfil de fundos do ensaio P0.SA.1.



Figura D.19. Modelo inicial (vista da 2ª janela á esquerda e vista de cima á direita).

5 Minutos

Grande parte da areia de recobrimento tinha já sido removida como se pode visualizar na figura D.20.

Efeitos tridimensionais relativamente pequenos, no entanto notam-se alguns na zona central. Perfil de fundos mais rebaixado junto ao cilindro e também junto do vidro onde ocorre um efeito local.

Começa a visualizar-se a formação de uma berma de rebentação a aproximadamente, 2.5 metros da geratriz inferior do sistema de confinamento, acompanhada pela respetiva cavidade de rebentação. A rebentação ocorre em voluta com a formação de um macro-vórtice. Associada a esta rebentação precoce das ondas, verifica-se uma acumulação de sedimentos a sotamar do canal. Ambos os fenómenos são visíveis na figura D.21.



Figura D.20. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.



Figura D.21. Cavidade de rebentação e acumulação de areia a sotamar do canal ao fim de 5 min.

10 Minutos

A zona junto ao sistema de confinamento não sofreu alterações significativas, figura D.22.

Relativamente á berma e à cavidade de rebentação nota-se um agravamento da sua altura e profundidade respetivamente. De notar também a formação de uma fossa de erosão a jusante da cavidade de rebentação. Estes 3 fenómenos bem como a rebentação em voluta referida anteriormente são bem visíveis na figura D.23.

A figura D.24 ilustra as rugosidades a barlar do canal. Estas mantiveram-se da mesma ordem de grandeza, verificando-se pequenas migrações para barlar,.

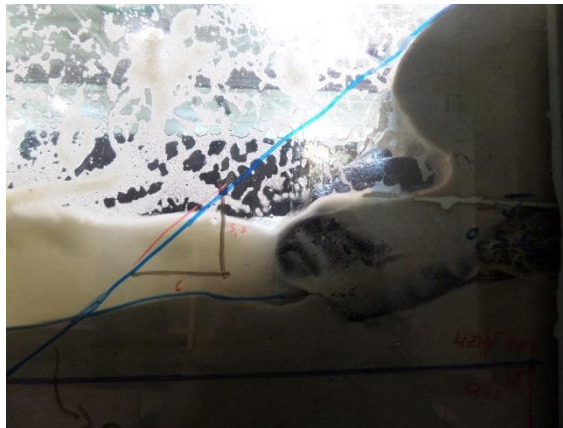


Figura D.22. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 10 min.

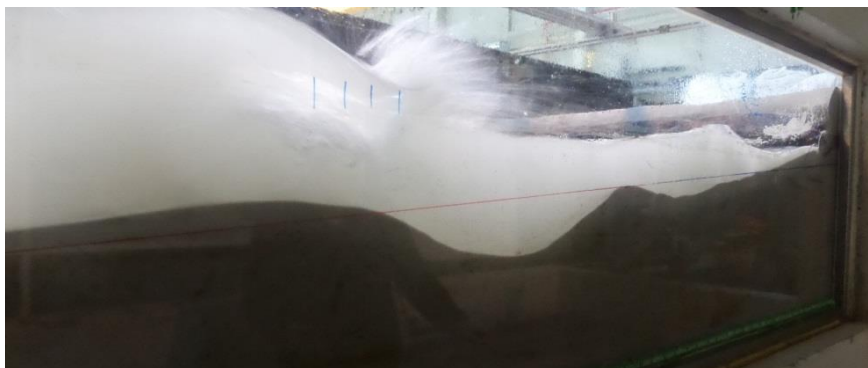


Figura D.23. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 10 min.



Figura D.24. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 10 min.

20 Minutos

Verifica-se um ligeiro aumento do volume de sedimentos depositados na base do sistema de confinamento, figura D.25. Relativamente às outras zonas do perfil de fundo não se verificaram alterações que mereçam registo, como se pode ver através das figuras D.26 e D.27.

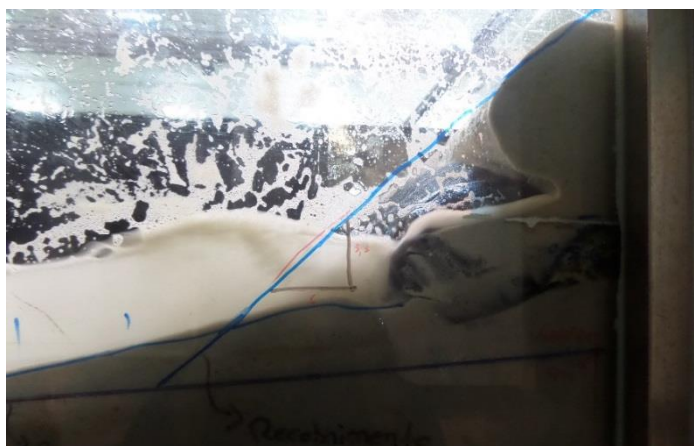


Figura D.25. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 20 min.

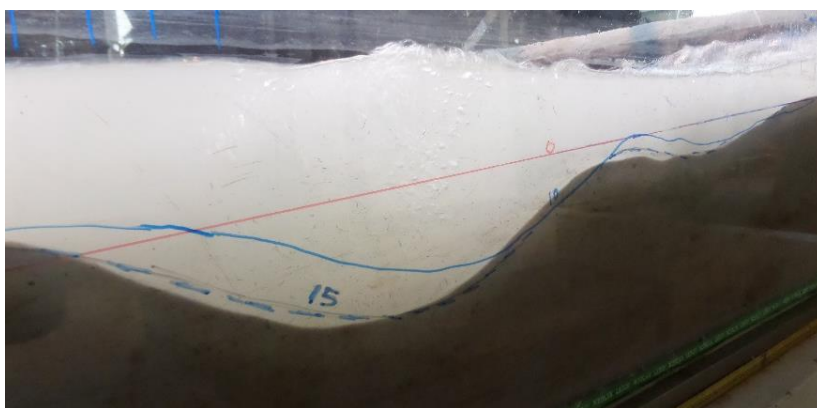


Figura D.26. Cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 20 min.



Figura D.27. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

25 minutos

Ao fim de 25 min o perfil de fundo sob o sistema de confinamento praticamente não sofreu alterações, figura D.28. Apenas ao nível da cavidade de rebentação se nota uma migração da mesma para barlamar do canal, figura D.29.

As macro-rugosidades sofreram pequenas migrações para barlamar do canal, embora não muito significativas, figura D.30.

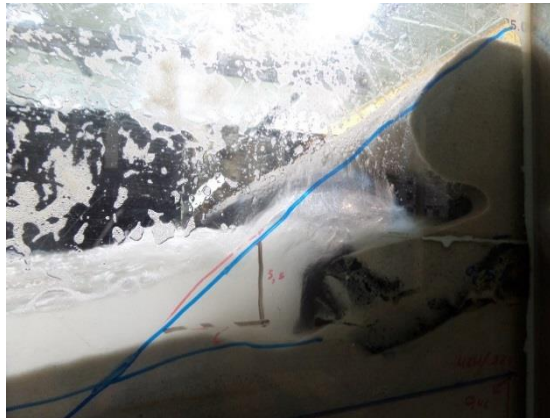


Figura D.28. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 25 min.



Figura D.29. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 25 min.



Figura D.30. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 25 min.

Final

A figura D.31, representa em pormenor a zona do sistema de confinamento, em que o perfil final esta representado pelos pontos a vermelho com a designação 30, que representa a duração total do ensaio. Como se pode denotar ocorreu uma deposição de sedimentos a montante do cilindro da ordem dos 2 a 5 cm, e uma perda total da areia de recobrimento até à geratriz superior do mesmo.

Formou-se uma berma de rebentação a aproximadamente, 2.50 metros da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 45 cm e com uma elevação de cerca de 5 cm. A cavidade associada à rebentação inicia-se a aproximadamente, 2.05 metros da geratriz inferior do sistema de confinamento, tem uma largura de 62 cm e uma profundidade de 12 cm. A jusante da cavidade de rebentação formou-se uma pequena fossa de erosão, a 1.38 m da geratriz inferior do cilindro, de 41 cm de largura e 5 cm de profundidade. Todos estes aspetos podem ser visualizados na figura D.32.

As macro-rugosidades de fundo a barlar do canal sofreram pequenas migrações, ao longo do ensaio, visíveis na figura D.33, à esquerda. A figura D.33, à direita, representa a máxima amplitude das rugosidades nesta zona, 3 cm, verificada no final deste ensaio.

A figura D.34 representa a situação final do modelo, vista de cima.



Figura D.31. Pormenor da zona junto ao cilindro no final do ensaio.



Figura D.32. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão no final do ensaio.



Figura D.33. Migração das macro-rugosidades ao longo do ensaio (lado esquerdo). Amplitude máxima das macro-rugosidades, a barlar do canal, no final do ensaio (lado direito).

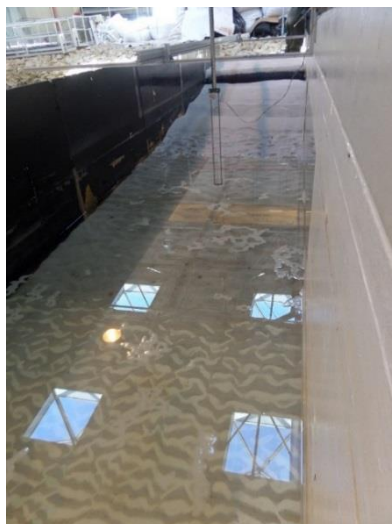


Figura D.34. Modelo Final

Perfil de Fundos

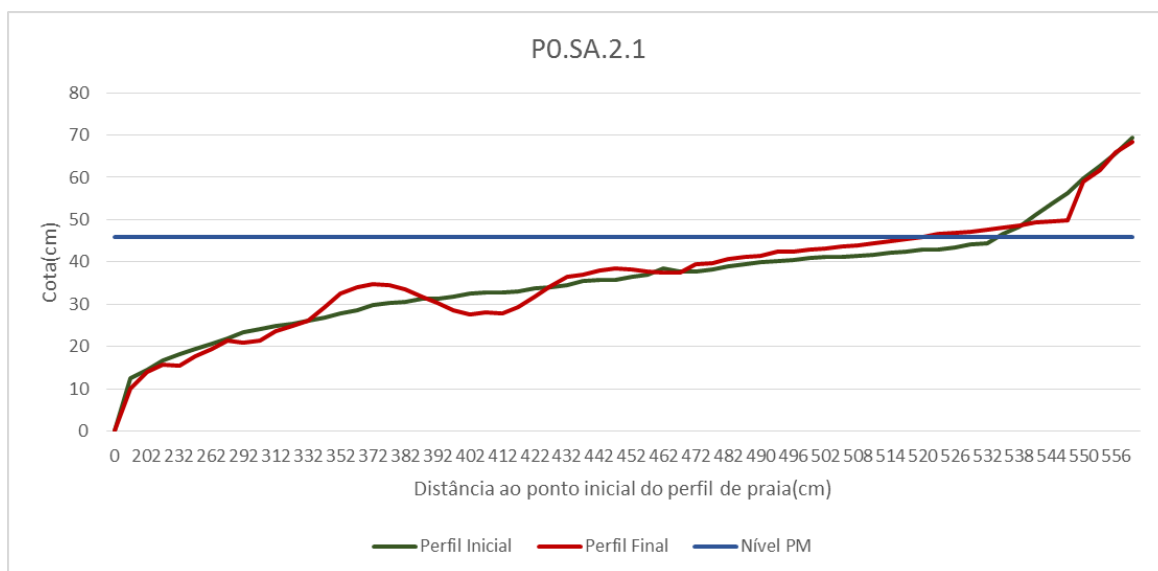

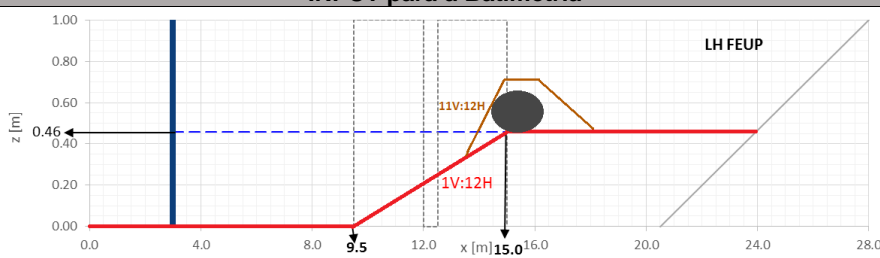


Figura D.35. Evolução do perfil de fundos do ensaio PO.SA.2.1.

Ensaio	Planta0.SérieA			Nº do Ensaio			2.2	Data	25.04.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator ganho obtido	de 1.16	
Pretendida	17	Obtida	14.7	Pretendido	2.31	Obtido	2.11		Duração (min) 30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
Observação: O sistema de eixos adotado é o mesmo da figura seguinte.										
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)		0.46		
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Sendo este ensaio uma repetição do anterior, a descrição do mesmo vai ser na sua maioria uma comparação do seu comportamento com o anterior.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente, aos 2 min, 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

O modelo inicial está representado na figura D.36. Vista em planta à esquerda e vista a partir da segunda janela à direita. A figura D.37 representa uma zona em que a areia não está bem compactada. Junto ao vidro foi sempre possível remediar esta situação, colocando mais areia e compactando um pouco melhor. Nas zonas mais internas, embora compactado o melhor possível, não se sabe se tem ou não vazios como este ou até de maiores dimensões. Este fator pode afetar os resultados.



Figura D.36. Modelo inicial (vista da 2ª janela à direita e vista de cima à esquerda).



Figura D.37. Zona no perfil com vazios devido à defeituosa compactação.

5 Minutos

Como se pode ver na figura D.38, a areia de recobrimento até à geratriz superior do sistema de confinamento já tinha sido removida, de forma idêntica ao verificado no ensaio anterior.

Relativamente à berma de rebentação esta forma-se a aproximadamente 2.5 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, como no ensaio anterior. Esta é acompanhada pela respetiva cavidade de rebentação, que por sua vez apresenta uma profundidade bastante superior à verificada anteriormente, figura D.39. A rebentação verifica-se em voluta com a formação de um macro-vórtice.

A barlamar do canal as rugosidades de fundo, visíveis na figura D.40, demarcam-se abaixo do perfil inicial.



Figura D.38. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.



Figura D.39. Cavidade de rebentação e acumulação de areia a sotamar do canal ao fim de 5 min.



Figura 40. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

A quantidade de areia depositada a montante do sistema de confinamento é ligeiramente superior ao verificado no ensaio anterior, figura D.41. A cavidade de erosão apresenta agora características físicas (profundidade e distância ao eixo do sistema de confinamento) semelhantes ao ensaio anterior, figura D.42.



Figura D.41. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 10 min.

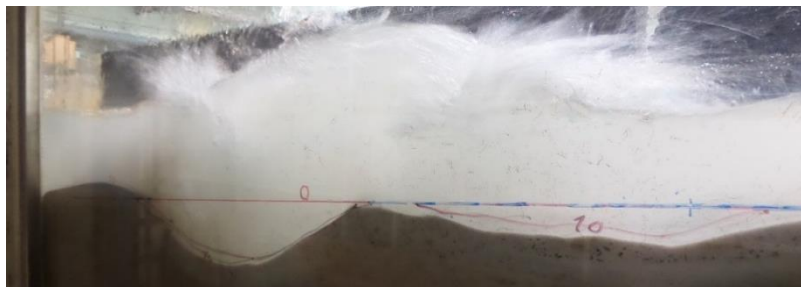


Figura D.42. Cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

20 Minutos

Verificou-se um significativo aumento do volume de sedimentos depositados a montante do sistema de confinamento, figura D.43. Comparativamente com o ensaio anterior, ao final de 20 min, este volume é bastante superior.

A berma e a cavidade de rebentação deslocaram-se ligeiramente para barlamar do canal. Verifica-se também um aumento da profundidade tanto a cavidade de rebentação como a fossa de erosão. Ambos os fenómenos são visíveis na figura D.44.

As macro-rugosidades a barlamar do canal não sofreram alterações que mereçam registo.



Figura D.43. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 20 min.



Figura D.44. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 20 min.

25 Minutos

Como se pode ver nas figura D.45 e D.46, o volume de sedimentos a montante do cilindro e o perfil de fundo a sotamar do canal, respetivamente, não sofreram notórias alterações,

As macro-rugosidades foram sofrendo ligeiras erosões e migrações para barlamar do canal, figura D.47.



Figura D.45. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 25 min.



Figura D.46. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 25 min.



Figura D.47. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 25 min.

Final

A figura D.48 representa em pormenor a zona a montante do cilindro em geossintéticos. Como se verifica não ocorreram mudanças relevantes nos últimos 5 min do ensaio. Verificou-se uma deposição de areia na ordem dos 9 cm nesta zona, valores muito superiores aos do ensaio anterior. Também uma perda parcial da areia de recobrimento até à geratriz superior do cilindro em geossintéticos.

Formou-se uma berma de rebentação a aproximadamente 2.70 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 65 cm e com uma elevação de cerca de 5.5 cm. A cavidade associada à rebentação inicia-se a aproximadamente, 2 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, tem uma largura de 42 cm e uma profundidade de 11.5 cm. Tanto a berma como a cavidade de rebentação estão representadas na figura D.49.

Na figura D.50 pode ver-se a pequena fossa de erosão formada a jusante da cavidade de rebentação, situada a 1.03 m da geratriz inferior do cilindro, de 40 cm de largura e 3 cm de profundidade.

As macro-rugosidades de fundo a barlar do canal, representadas na figura D.51, sofreram pequenas migrações ao longo do ensaio, como verificado no ensaio anterior. A figura D.52 representa a máxima amplitude das rugosidades nesta zona, 5.5 cm, verificada no final deste ensaio.

Na figura D.53 é visível a situação final do modelo, vista de cima.

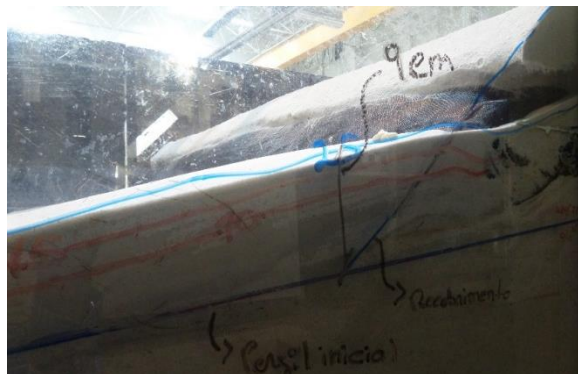


Figura D.48. Pormenor da zona junto ao cilindro no final do ensaio.



Figura D.49. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

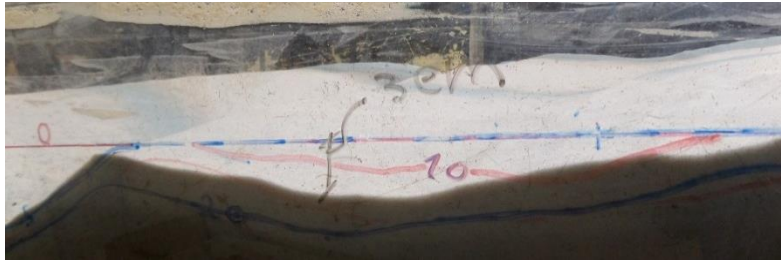


Figura D.50. Profundidade da fossa de erosão no final do ensaio.



Figura D.51. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela no final do ensaio.

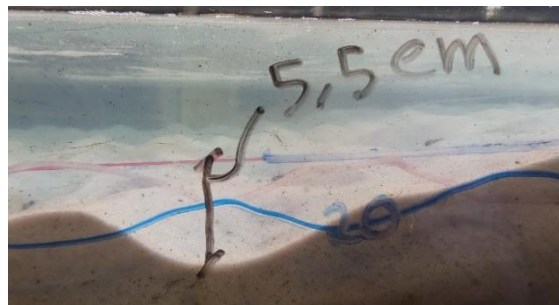


Figura D.52. Amplitude máxima das macro-rugosidades, a barlar do canal, no final do ensaio.



Figura D.53. Modelo final

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	838	0.144	2.265
1	750	0.148	1.796
4	628	0.163	2.196
6	653	0.134	2.173

Tabela D.2. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Apesar de a sonda que mediu maior número de ondas (838 ondas) ter registado um valor de altura de onda média bastante próxima do pretendido, considerou-se novamente uma média dos valores registados nas 4 sondas, tanto da altura de onda como do período de onda média (tabela D.2). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 14.7 cm e o período de 2.11 s.

Perfil de Fundos

Os perfis de fundo de ambos os ensaios apresentam características muito semelhantes. Em ambos ocorreu a formação de uma fossa de erosão a jusante da cavidade de rebentação. A posição relativamente ao eixo do sistema de confinamento e as dimensões da berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão são bastante semelhantes.

A semelhança entre as macro-rugosidades a barlar do canal de ambos os ensaios é bem notória, apesar de a amplitude máxima no segundo ensaio ser 1.5 cm superior.

A maior diferença verificou-se a montante do cilindro, em que no segundo ensaio o volume de areia depositado foi significativamente superior.

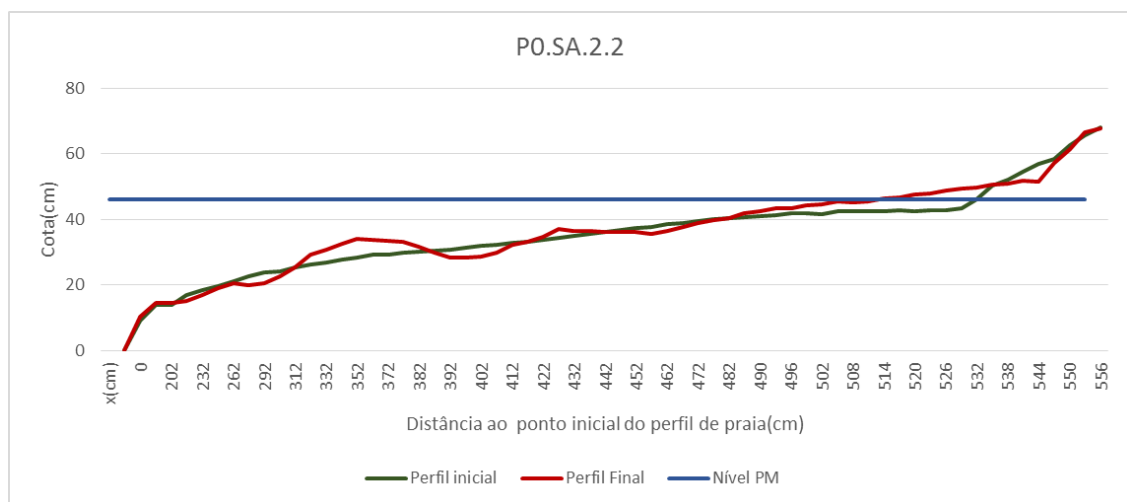

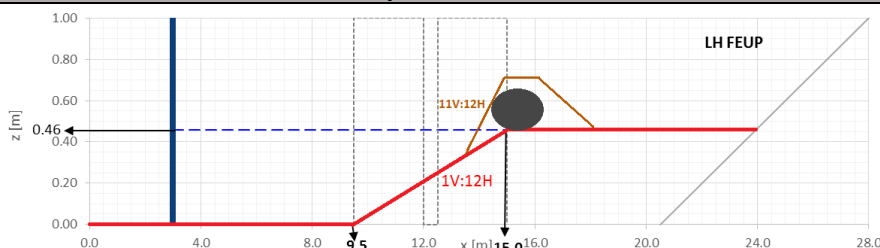


Figura D.54. Evolução do perfil de fundos do ensaio P0.SA.2.2.

Como não houveram registos por parte das sondas de nível no primeiro ensaio não sabemos se os valores de altura e período de onda gerados foram similares. Pela análise dos perfis obtidos podem se colocar duas hipóteses: estas diferenças são devidas a ligeiras diferenças no perfil de fundos inicial ou a diferenças nos estados de agitação gerados pelo sistema.

Ensaio	Planta0.SérieA			Nº do Ensaio	3			Data	27.04.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.19	
Pretendida	13	Obtida	10.9	Pretendido	2.31	Obtido	2.16			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲			Geratriz no tardoiz ▲			
X (m)	14.83			15.08			15.33			
Z (m)	0.46			0.66			0.46			
Observação: O sistema de eixos adotado é o mesmo da figura seguinte.										
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)	0.46			
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente, aos 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

Na figura D.55 estão representadas duas imagens da situação inicial do modelo. A do lado esquerdo é uma vista de cima do mesmo. A do lado direito é um pormenor das paredes do canal por onde ocorrem perdas de areia durante os ensaios, o que pode afetar ligeiramente os resultados. Esta situação não se consegue evitar, apenas se tenta minimizar os seus efeitos repondo a areia perdida no início de cada ensaio, durante o reperfilamento.



Figura D.55. Modelo inicial de cima à esquerda e perdas de areia nas paredes do canal à direita.

5 Minutos

Parte de areia de recobrimento sofreu erosão, ficando parte do cilindro a descoberto, figura D.56.

É notória a formação de uma berma de rebentação a aproximadamente 1.68 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, acompanhada pela respetiva cavidade de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta com a formação de um macro-vórtice. A jusante da cavidade forma-se também uma fossa de erosão. Todos estes fenómenos são visíveis na figura D.57.

A barlamar do canal as rugosidades de fundo, visíveis na figura D.58, demarcam-se abaixo do perfil inicial.



Figura D.56. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.

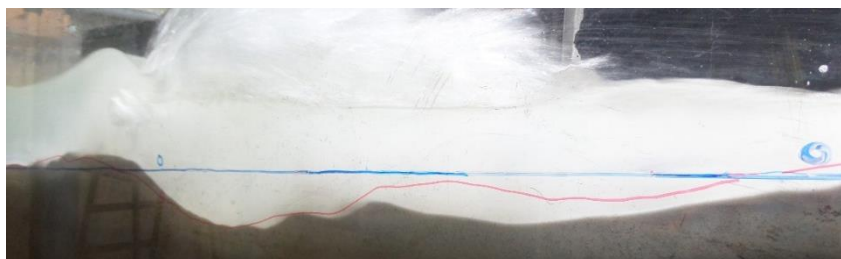


Figura D.57. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 5 min.



Figura D.58. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Ocorreu uma erosão significativa do talude de recobrimento do sistema de confinamento, figura D.59.

A profundidade da cavidade de rebentação diminuiu ligeiramente e a altura da berma de rebentação aumentou na mesma amplitude. Este fenómeno é visível na figura D.60, em que a linha vermelha representa a posição do perfil de fundo ao fim de 5 min e a linha azul ao fim de 10 min.

Verifica-se também uma acentuação das macro-rugosidades a barlamar do canal, figura D.61.



Figura D.59. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 10 min.



Figura D.60. Berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

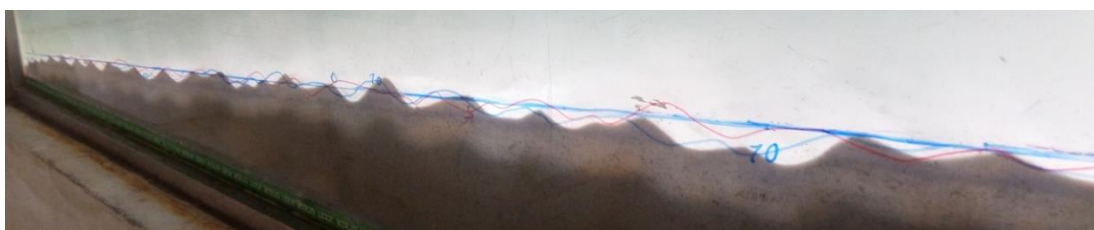


Figura D.61. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 10 min.

15 Minutos

Ocorreu uma acentuada subida do perfil de fundos a montante do sistema de confinamento, visível na figura D.62. Aqui estão representadas 2 linhas vermelhas, a de cima corresponde à posição do perfil de fundos aos 15 min e a de baixo aos 5 min.

No resto do perfil não se verificaram alterações significativas.

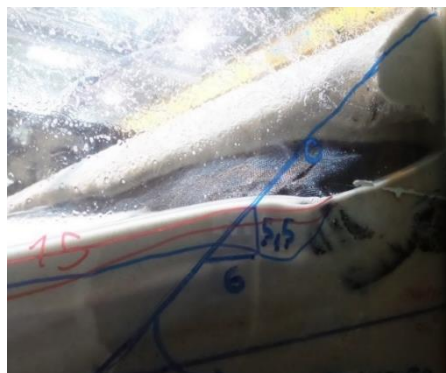


Figura D.62. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 15 min.

20 Minutos

O volume de areia a montante do sistema de confinamento continua a aumentar como se pode verificar através da figura D.63.

A berma e cavidade de rebentação apresentam características idênticas às verificadas ao final de 5 min, figura D.64.

Na figura D.65 são visíveis as macro-rugosidades a partir da primeira janela, que sofreram pequenas migrações para barlamar do canal.

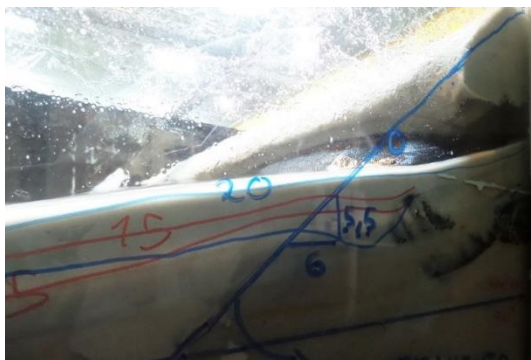


Figura D.63. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 20 min.

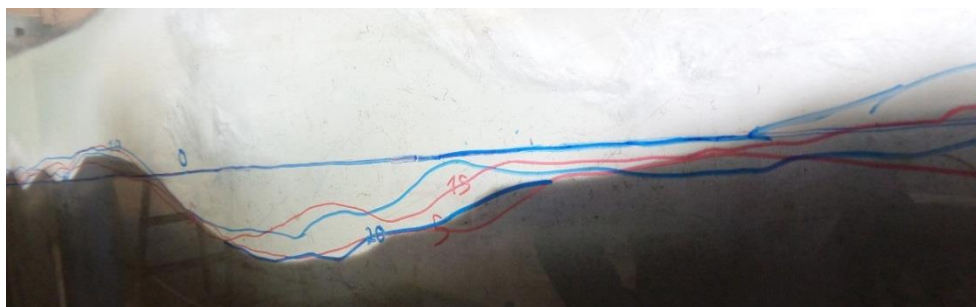


Figura D.64. Berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 20 min.



Figura D.65. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

25 Minutos

Neste momento o perfil encontra-se praticamente estabilizado em todo o seu comprimento.

Final

Na figura D.66, é bem visível a crescente deposição de areia a montante do sistema de confinamento ao longo do ensaio. De notar que a partir dos 20 min o perfil de fundos se manteve praticamente constante, atingiu o equilíbrio. Ocorreu uma deposição de sedimentos a montante do cilindro na ordem dos 10 cm,

e uma perda significativa da areia de recobrimento. Na mesma figura está também representado o ganho em altura da areia, a montante do cilindro, entre os 10 min e os 20 min (\approx Final).

Formou-se uma berma de rebentação a aproximadamente, 1.63 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 30 cm e com uma elevação de cerca de 4 cm. A cavidade associada à rebentação inicia-se a aproximadamente, 1.33 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, tem uma largura de 40 cm e uma profundidade de 8 cm. Ocorre a formação das macro-rugosidades de fundo imediatamente antes da berma de rebentação até barlar do canal. Todos estes aspetos podem ser visualizados nas figuras D.67 e D.68.

A figura D.69 dá uma visão geral das macro-rugosidades de fundo, que sofreram pequenas migrações ao longo do ensaio. A máxima amplitude das rugosidades, verificada no final do ensaio, foi de 3.5 cm.

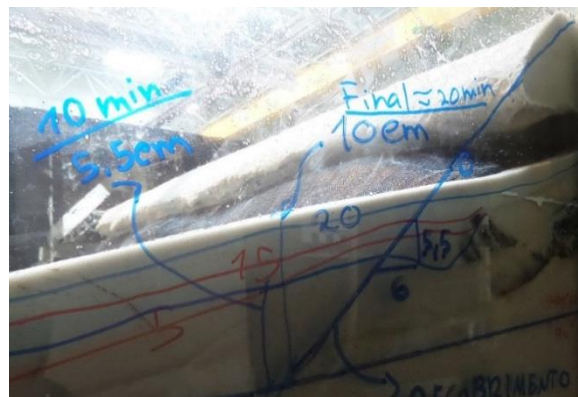


Figura D.66. Pormenor da zona junto ao cilindro no final do ensaio.

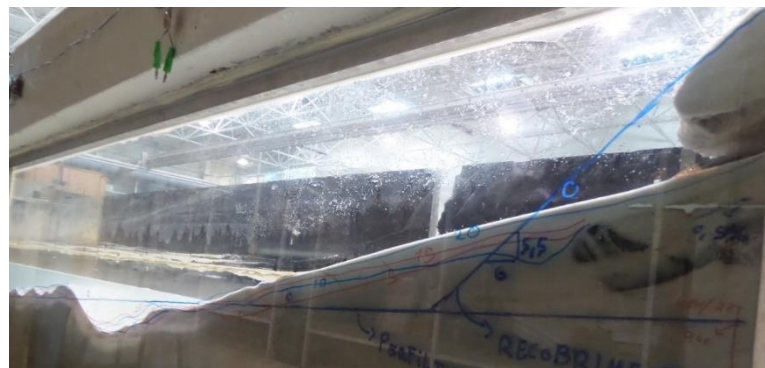


Figura D.67. Visão geral do perfil de fundos a sotamar do canal no final do ensaio.

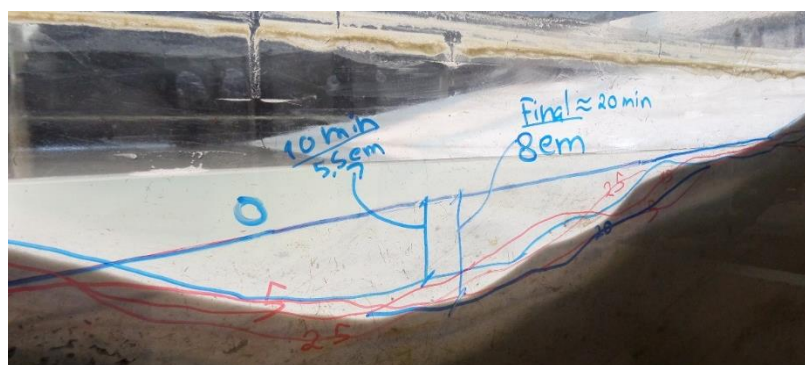


Figura D.68. Cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.69. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	858	0.105	2.208
1	662	0.127	2.229
4	774	0.098	2.015
6	676	0.107	2.177

Tabela D.3. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considerou-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.3). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 10.9 cm e o período de 2.16 s.

Perfil de Fundos

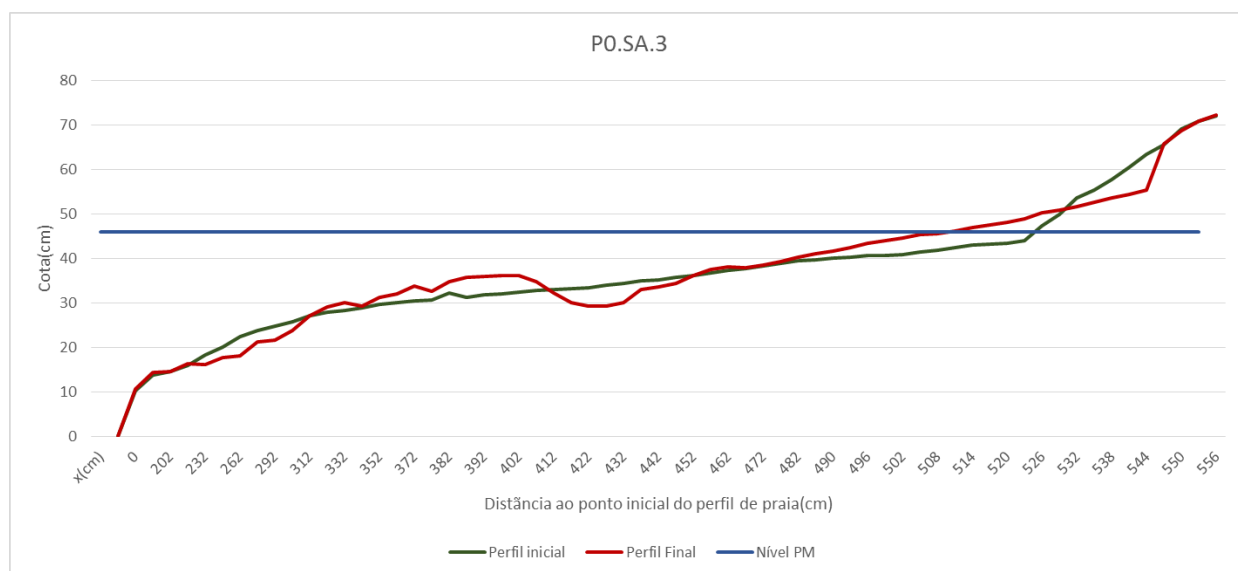

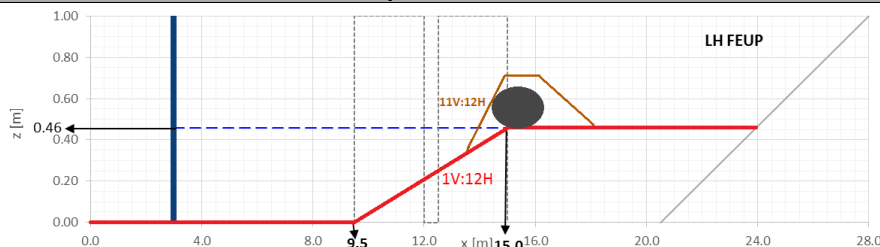


Figura D.70. Evolução do perfil de fundos do ensaio P0.SA.3.

Ensaio	Planta0.SérieA			Nº do Ensaio		4		Data	28.04.2016		
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	de 1.05		
Pretendida	10	Obtida	9.55	Pretendido	1.73	Obtido	1.57				
								Duração (min)	30		
Inclinação do talude de recobrimento											
11:12											
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento											
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲					
X (m)	14.83			15.08		15.33					
Z (m)	0.46			0.66		0.46					
Observação: O sistema de eixos adotado é o mesmo da figura seguinte.											
INPUT para a Batimetria											
											
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)	0.46				
	15.0	0.46		23.9	0.46						
Observações											

Neste ensaio a rebentação acaba por ocorrer mais perto do sistema de confinamento que no ensaio anterior. Apesar disso ainda não foi perto o suficiente de forma a promover erosões significativas na fase do cilindro. Por este motivo, este estado de agitação não foi repetido na maioria das séries seguintes.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente, aos 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.71 ilustra a situação do modelo inicial durante o seu reperfilamento (à esquerda) e instantes antes de iniciar o ensaio (à direita).

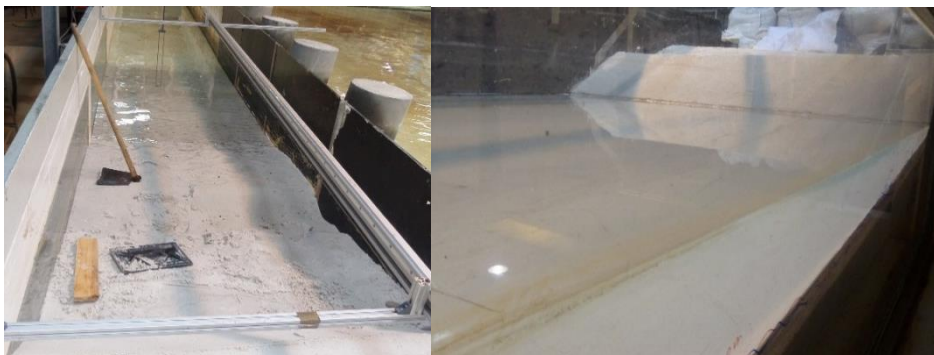


Figura D.71. Modelo inicial durante reperfilamento (à esquerda) e instantes antes do ensaio (à direita).

5 Minutos

Grande parte de areia de recobrimento, até à geratriz superior do sistema de confinamento foi removida, ficando este a descoberto, figura D.72.

Começa a formar-se uma berma de rebentação acompanhada pela respetiva cavidade de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta com a formação de um macro-vórtice. Nota-se também uma acreção de areia a sotamar do canal. Formam-se macro-rugosidades imediatamente a barlar da berma de rebentação. Todos estes fenómenos são visíveis na figura D.73.

A barlar do canal as rugosidades de fundo, visíveis na figura D.74, demarcam-se abaixo do perfil inicial.



Figura D.72. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.



Figura D.73. Berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.74. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Começa a notar-se o fenómeno da erosão localizada na base do cilindro em geossintéticos, figura D.75.

A profundidade da cavidade de rebentação aumentou significativamente. Está já formada a fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação. Ambos os casos são visíveis na figura D.76, em que a linha a picotado representa a posição do perfil de fundo ao fim de 5 min.

A barlar do canal não se verificam alterações apreciáveis.



Figura D.75. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 10 min.



Figura D.76. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 10 min.

15 Minutos

Como se pode verificar através das figuras D.77 e D.78 não se registaram alterações significativas no perfil de fundos a sotamar do canal, apenas pequenas migrações para barlamar.



Figura D.77. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 15 min.



Figura D.78. Macro-rugosidades a barlamar da berma de rebentação ao fim de 15 min.

20 Minutos

O perfil de fundos junto ao sistema de confinamento é idêntico ao verificado ao fim de 10 min, representado pela linha preta na figura D.79.

As macro-rugosidades tanto a sotamar como a barlamar do canal estão cada vez mais abaixo da linha do perfil de fundos inicial, figura D.80 e D.81 respetivamente.



Figura D.19. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 20 min.



Figura D.80. Visão geral do perfil de fundos a sotamar do canal ao fim de 20 min.



Figura D.81. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

25 Minutos

Ao fim de 25 min apenas se notam alterações na zona junto ao sistema de confinamento, em que ocorre uma ligeira acreção de areia relativamente ao registado ao fim de 20 min, representado pela linha azul a picotado da figura D.82.



Figura D.82. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 25 min.

Final

Na figura D.83 é visível, na imagem à esquerda, a perda de areia de recobrimento da ordem dos 7 cm junto ao sistema de confinamento. Na imagem à direita, é possível visualizar a notória infraescavação ao longo da base do cilindro. De notar que a partir dos 20 min o perfil de fundos se manteve praticamente constante, ou seja, atingiu o equilíbrio.

Formou-se uma berma de rebentação a aproximadamente, 1.63 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 55 cm e com uma elevação de cerca de 4 cm. A cavidade associada à rebentação inicia-se a aproximadamente, 1.08 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, tem uma largura de 25 cm e uma profundidade de 2 cm. Ocorre a formação das macro-rugosidades de fundo imediatamente antes da berma de rebentação até barlar do canal. Todos estes aspetos podem ser visualizados nas figuras D.84 e D.85.

A figura D.86 dá uma visão geral das macro-rugosidades de fundo a barlar do canal. A máxima amplitude das rugosidades, verificada no final do ensaio, foi de 3.5 cm.



Figura D.83. Pormenor da zona junto ao cilindro no final do ensaio. A partir do vidro (imagem da esquerda) e de cima (imagem da direita).

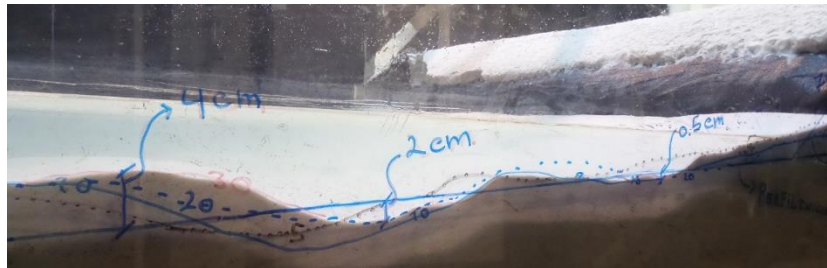


Figura D.84. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão no final do ensaio.

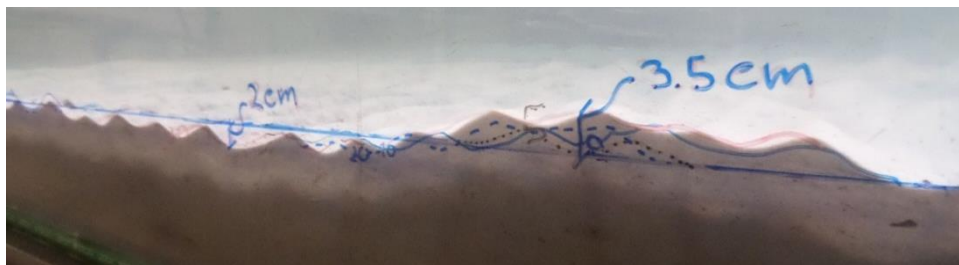


Figura D.85. Macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.86. Macro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela no final do ensaio.

A figura D.87 diz respeito ao modelo final visto de cima. Através desta imagem é possível verificar-se que o perfil de fundos não é igual ao longo dos 1.5 m de largura do modelo, ocorrem fenómenos tridimensionais.



Figura D.87. Fenómenos tridimensionais ao modelo final.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1096	0.102	1.730
1	984	0.105	1.602
4	884	0.119	1.678
6	1447	0.056	1.256

Tabela D.4. Resultados obtidos pelo *software WR WaveData*.

A sonda 6 registou valores relativamente fora da gama das restantes (tabela D.4). Como foi a sonda que registou maior número de ondas o seu valor deve ser tido em conta, e deveria ter até mais relevância que os restantes. Apesar disso considera-se novamente uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio. Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 9.55 cm e o período de 1.57 s.

Perfil dos fundos

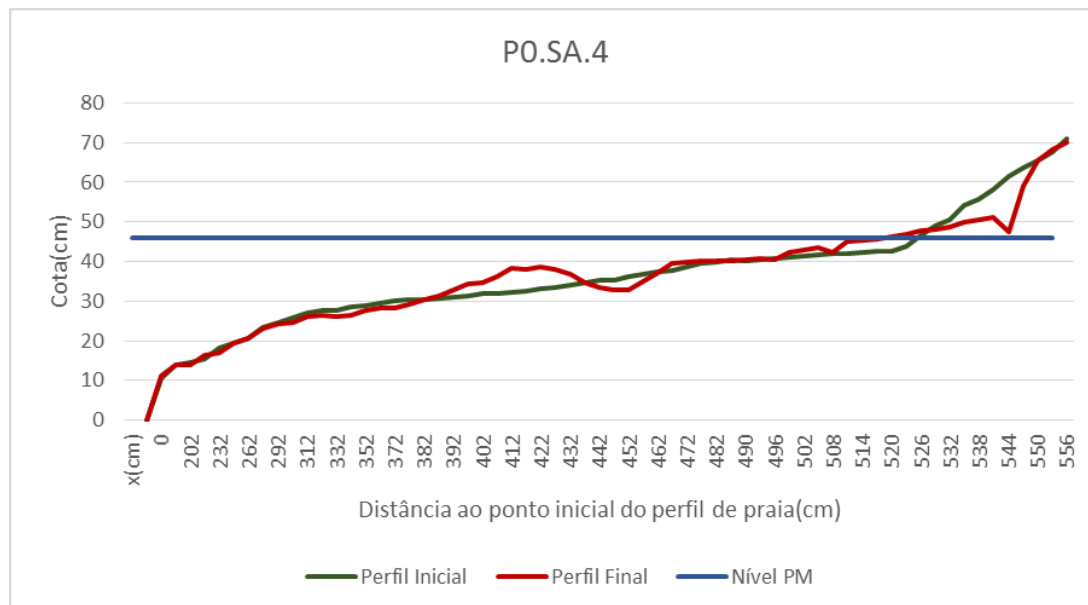




Figura D.88. Evolução do perfil de fundos do ensaio P0.SA.4.

Ensaio	Planta0.SérieA			Nº do Ensaio			5	Data	28.04.2016
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.41
Pretendida	10	Obtida	7.1	Pretendido	1.10	Obtido	1.09		
								Duração (min)	30
Inclinação do talude de recobrimento									
11:12									
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento									
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲			
X (m)	14.83			15.08		15.33			
Z (m)	0.46			0.66		0.46			
Observação: O sistema de eixos adotado é o mesmo da figura seguinte.									
INPUT para a Batimetria									
									
Profundidade máxima (m)	x	z	Profundidade mínima (m)	x	z	WL (m)		0.46	
	15.0	0.46		23.9	0.46				
Observações									

Visto que elevadas alturas de onda não reproduziam as situações mais gravosas na base do sistema de confinamento, nesta fase, optou-se por alterar o plano de ensaios. Baixaram-se as alturas e períodos de onda a ensaiar, até obter resultados satisfatórios.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente, aos 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

Devido às perdas de areia através das paredes do canal, na fase do reperfilamento foi necessário colocar mais alguma areia. Na figura D.89, a imagem da esquerda diz respeito à referida perda de areia pelas paredes do canal e a imagem da direita ao balde com a quantidade de areia que foi reposta.



Figura D.89. Perdas de areia pelas paredes do canal (à esquerda), areia para reposição (à direita).

5 Minutos

Nota-se uma significativa perda de areia de recobrimento na zona frontal inferior do sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos, figura D.90.

Forma-se uma berma de rebentação acompanhada pela respetiva cavidade de rebentação, figura D.91. A rebentação verifica-se em voluta com a formação de um macro-vórtice. A figura D.92 ilustra as macro-rugosidades que se formam imediatamente a barlar da berma de rebentação.



Figura D.90. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.



Figura D.91. Berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.92. Macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação ao fim de 5 min.

10 Minutos

As alterações ao nível de todo o perfil de fundos não são significativas. Apenas se pode notar, na figura D.93, a gradual perda de areia na base do sistema de confinamento.



Figura D.93. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 10 min.

15 Minutos

Na zona do perfil de fundos por baixo da sonda 10 são visíveis pequenas rugosidades localizadas, figura D.94, devidas ao efeito local do embate da água com a sonda, provocando erosões.

Na figura D.95, apresenta-se o perfil de fundos a barlar do canal. Como se vê, praticamente não sofreu alterações, apenas o aparecimento de pequenas micro-rugosidades do lado direito.



Figura D.94. Erosão localizada por baixo da sonda 10 ao fim de 15 min.



Figura D.95. Visão a partir da primeira janela ao fim de 15 min.

20 Minutos

Começa a notar-se o fenómeno da infraescavação na base do cilindro em geossintéticos, figura D.96.

A profundidade da cavidade de rebentação aumentou significativamente, bem como a sua largura. Verifica-se uma migração da berma de rebentação para barlar do canal. É já visível a fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação. As macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação estão cada vez mais abaixo da linha do perfil inicial. Todos estes fenómenos são visíveis na figura D.97.

A barlar do canal, o número de micro-rugosidades aumentou significativamente, figura D.98.



Figura D.96. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 20 min.



Figura D.97. Visão da segunda janela ao fim de 20 min.



Figura D.98. Visão a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

25 Minutos

Não ocorreram alterações significativas junto ao sistema de confinamento nem a barlar do canal.

Verifica-se um ligeiro aumento na profundidade da cavidade de erosão, figura D.99.



Figura D.99. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e macro-rugosidades ao fim de 25 min.

Final

Na figura D.100 à esquerda verifica-se que ocorreu uma estabilização do perfil de fundos junto ao sistema de confinamento a partir dos 20 min, representado pela linha a picotado, e uma perda de areia de recobrimento na ordem dos 7 cm. Na mesma figura, do lado direito, uma visão de cima da zona frontal do cilindro, mostra as infraescavações na base do mesmo. As infraescavações não são lineares ao longo do comprimento do sistema de confinamento.

Formou-se uma berma de rebentação a aproximadamente, 1.13 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 30 cm e com uma elevação de cerca de 2 cm. A cavidade associada à rebentação inicia-se a aproximadamente 0.83 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, tem uma largura de 25 cm e uma profundidade de 1.9 cm. Formaram-se macro-rugosidades de fundo imediatamente antes da berma de rebentação até barlar do canal. A fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação, inicia-se a 29 cm da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 12 cm e profundidade de 2.5 cm. Todos estes aspetos podem ser visualizados na figura D.101.

A figura D.102 dá uma visão geral das micro-rugosidades de fundo a barlar do canal. A máxima amplitude das rugosidades, verificada no final do ensaio, foi de 1 cm.



Figura D.100. Pormenor da zona junto ao cilindro no final do ensaio. A partir do vidro (à esquerda) e de cima (à direita).



Figura D.101. Berma de rebentação, cavidade de rebentação, fossa de erosão e macro-rugosidades no final do ensaio.

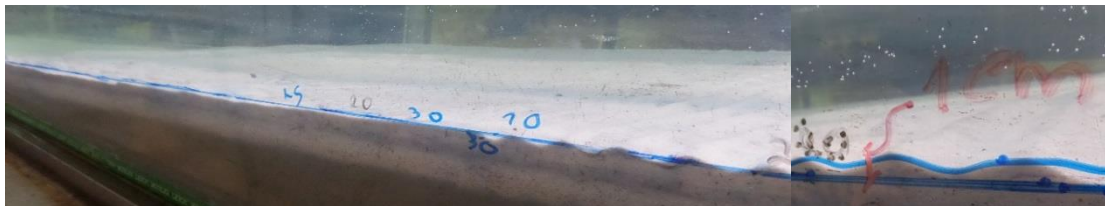


Figura D.102. Micro-rugosidades visualizadas a partir da primeira janela no final do ensaio (à esquerda) e respetiva amplitude máxima (à direita).

A figura D.103 diz respeito ao modelo final visto de cima. Verificar-se que o perfil de fundos não é igual ao longo dos 1.5 m de largura do modelo.



Figura 103. Modelo final a sotamar do canal.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1656	0.059	1.105
1	1269	0.082	1.098
4	1440	0.071	1.111
6	1586	0.072	1.040

Tabela D.5. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.5). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 7.1 cm e o período de 1.09 s.

Perfil dos fundos

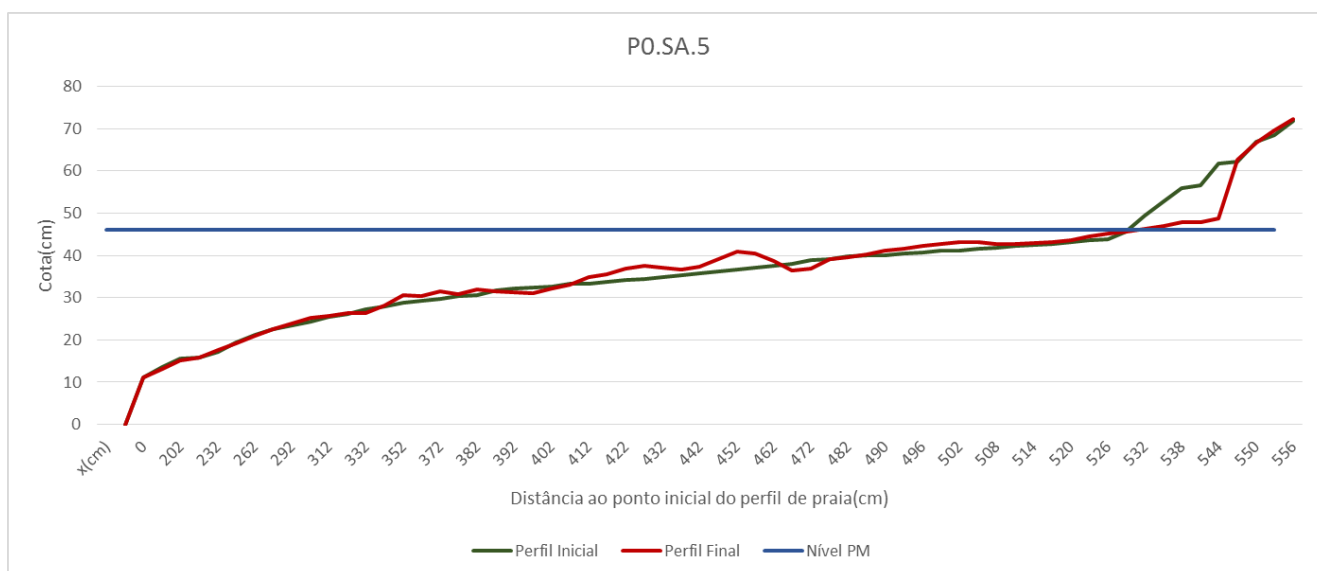

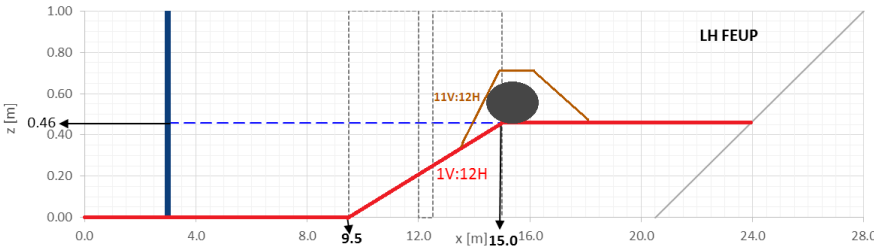


Figura D.104. Evolução do perfil de fundos do ensaio P0.SA.5.

Ensaio	Planta0.SérieA			Nº do Ensaio			6	Data	29.04.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.04	
Pretendida	10	Obtida	9.6	Pretendido	0.8	Obtido	0.82			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
Observação: O sistema de eixos adotado é o mesmo da figura seguinte.										
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)		0.46		
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Em relação ao ensaio anterior apenas se diminuiu o período, aumentando assim a frequência das ondas. Com isto, pretende-se conseguir provocar uma situação mais gravosa no que toca as infraescavações na base do sistema de confinamento.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente, aos 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.105 dá uma visão em planta do modelo inicial.



Figura D.105. Modelo inicial.

5 Minutos

Na figura D.106 apresenta-se em pormenor a zona junto ao cilindro. Como se pode verificar ocorreu uma perda significativa de areia de recobrimento.

Forma-se uma cavidade de rebentação, antecedida por micro-rugosidades, figura D.107.



Figura D.106. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 5 min.

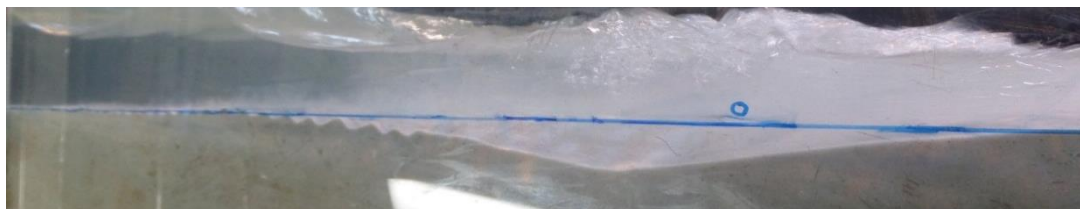


Figura D.107. Cavidade de rebentação ao fim de 5 min.

10 Minutos

Na figura D.108 é visível uma significativa erosão na zona junto ao sistema de confinamento relativamente ao verificado ao fim de 5 min, representado pela linha preta. Começa a notar-se o fenómeno da infraescavação na base do cilindro.

Relativamente à cavidade de erosão, figura D.109, verifica-se uma ligeira migração da mesma para barlamar do canal. As micro-rugosidades que a antecediavam ficaram mais acentuadas, convertendo-se em macro-rugosidades.

Na figura D.110, apresenta-se o perfil de fundos a barlamar do canal. Como se vê, praticamente não sofreu alterações, apenas o aparecimento de pequenas micro-rugosidades do lado direito.



Figura D.108. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 10 min.



Figura D.109. Cavidade de rebentação ao fim de 10 min



Figura D.110. Visão a partir da primeira janela ao fim de 10 min.

15 Minutos

As alterações ao nível de todo o perfil de fundos não são significativas. Apenas se pode notar, na figura D.111, a gradual erosão junto ao sistema de confinamento.



Figura D.111. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 15 min.

20 Minutos

O perfil de fundos é idêntico ao verificado ao fim de 15 min que por sua vez não tinha sofrido grandes alterações relativamente ao verificado ao fim de 10 min. As várias zonas do modelo estão apresentadas nas figuras D.112, D.113 e D.114.



Figura D.112. Pormenor da zona junto ao cilindro ao fim de 20 min.



Figura D.113. Cavidade de rebentação ao fim de 20 min



Figura D.114. Visão a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

25 Minutos

Não se verificaram mudanças significativas ao longo de todo o perfil de fundos que mereçam registo.

Final

A figura D.115 apresenta a zona junto ao sistema de confinamento, em que se verifica uma perda de areia de recobrimento na ordem dos 9.5 cm. Na mesma figura, é visível que nos últimos 10 min do ensaio houve uma ligeira erosão nesta zona.

Verifica-se o aparecimento de ligeiras infraescavações ao longo de todo o sistema de confinamento. Numa certa zona, do lado direito do modelo, esta erosão localizada é notoriamente mais acentuada, figura D.116. A figura D.117 dá uma imagem pormenorizada da referida infraescavação.

Formou-se uma cavidade de rebentação a aproximadamente, 0.86 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, de largura 35 cm e com uma profundidade de cerca de 3.5 cm, figura D.118. Nesta figura está retratado um problema notório durante este ensaio, o efeito de parede. Junto à parede a cavidade de rebentação encontra-se muito mais afastada do sistema de confinamento que na zona central, figura D.119.

A figura D.120 apresenta a evolução das macro-rugosidades de fundo que antecedem a cavidade de rebentação. A amplitude máxima verificada foi de 1 cm.

A figura D.121 e D.122 dão uma visão geral da zona a barlar do canal. A primeira das micro-rugosidades de fundo do lado direito da primeira janela e respetiva amplitude máxima verificada, 1 cm. A segunda, da prevalência da fisionomia do perfil de fundos, ao longo de todo o ensaio, vista do início da primeira janela.



Figura D.115. Pormenor da zona junto ao cilindro no final do ensaio.



Figura D.116. Localização da infraescavação acentuada na base do sistema de confinamento no final do ensaio.

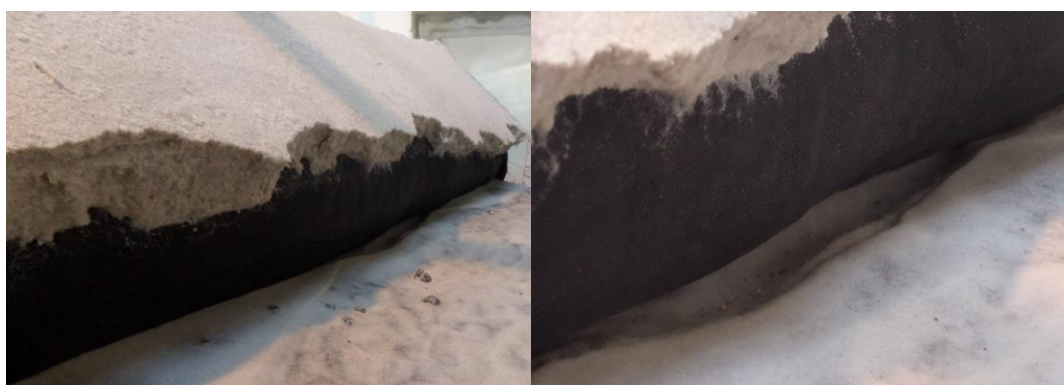


Figura D.117. Pormenor da infraescavação acentuada na base do sistema de confinamento no final do ensaio.

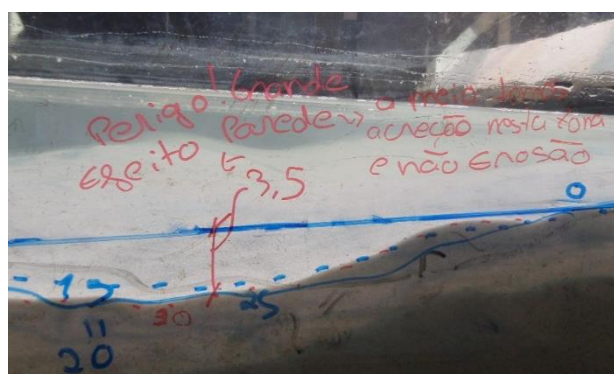


Figura D.118. Cavidade de rebentação no final do ensaio.

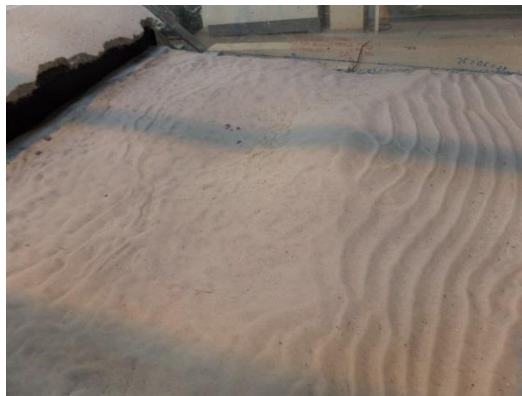


Figura D.119. Fenómenos tridimensionais do modelo final.



Figura D.120. Macro-rugosidades a barlamar da cavidade de rebentação e respetiva amplitude máxima, no final do ensaio.

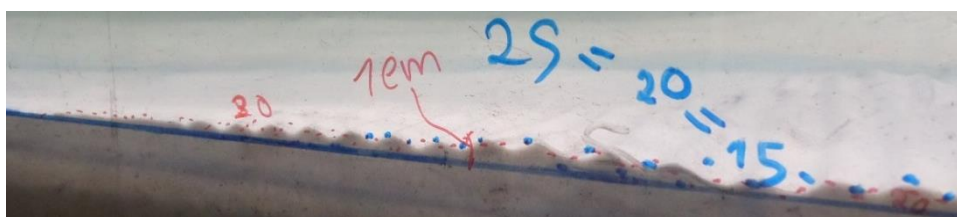


Figura D.121. Micro-rugosidades visíveis no final da primeira janela e respetiva amplitude máxima, no final do ensaio.



Figura D.122. Visão a partir do início da primeira janela no final do ensaio.

A figura D.123 diz respeito ao modelo final visto de cima.



Figura D.123. Modelo final visto de cima.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	2253	0.090	0.820
1	1771	0.145	0.800
4	2125	0.051	0.806
6	2124	0.098	0.845

Tabela D.6. Resultados obtidos pelo *software WR WaveData*.

Todas as sondas apresentam valores de alturas de onda média bastante diferentes umas das outras, isso pode ser explicado por possíveis vibrações das sondas ou defeituosa calibração. Por outro lado os períodos de onda médios apresentam valores próximos (tabela D.6). Apesar disso o ensaio não vai ser desprezado e vai considerar-se novamente uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio. Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 9.6 cm e o período de 0.82 s.

Perfil dos fundos

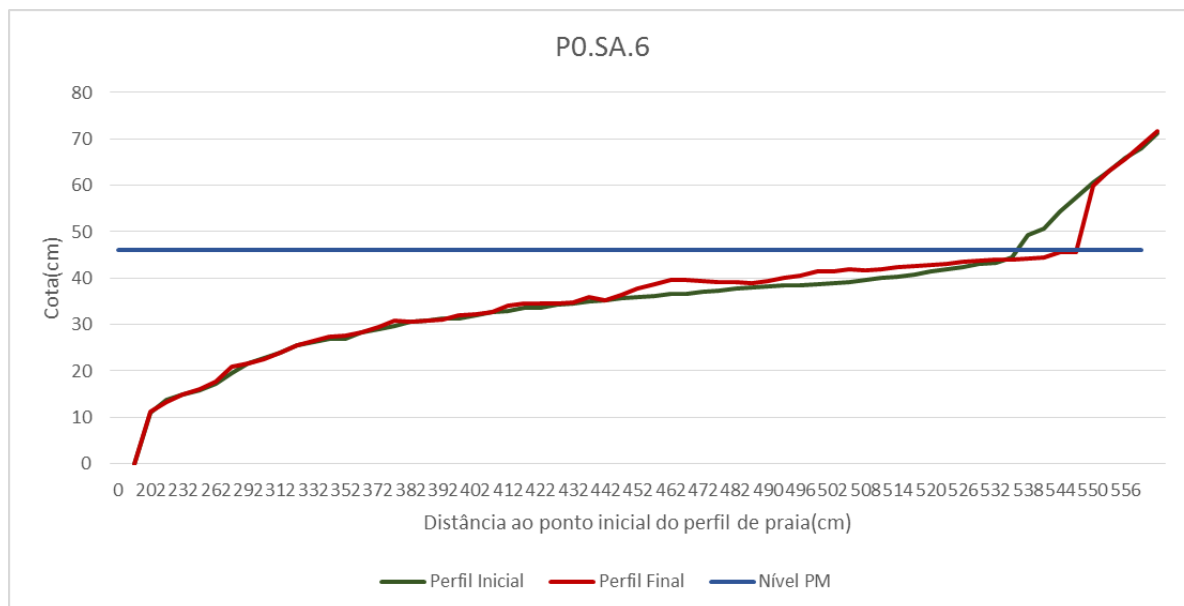


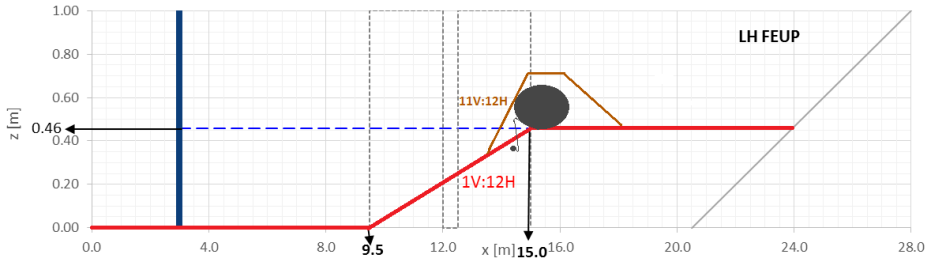


Figura D.124. Evolução do perfil de fundos do ensaio P0.SA.6.

Analisando o perfil de fundos nota-se a presença de uma berma de rebentação a anteceder a cavidade de rebentação, o que não se visualiza a partir da janela. Aqui fica comprovado o notório efeito de parede presente neste ensaio.

Ensaio	Planta1.SérieB			Nº do Ensaio		1		Data	3.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.23	
Pretendida	10	Obtida	8.15	Pretendido	0.8	Obtido	0.84			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.375			0.4		0.375				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Cavalo		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)		Largura (m)	
									Tela 1	Tela 2
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78		0.75	0.82
Z (m)	0.66		0.525		0.375					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)						0.07				
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)		0.46
	15.0	0.46			23.9	0.46				
Observações										

Optou-se por iniciar os ensaios com os estados de agitação que geraram situações mais gravosas em termos de erosões localizadas na base do sistema de confinamento. Garante-se assim que se conseguem realizar, pelo menos, os ensaios essenciais para poder comparar as diferentes geometrias do modelo e retirar conclusões. Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 6 da série A.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.125 dá uma visão em planta do modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros geossintéticos.

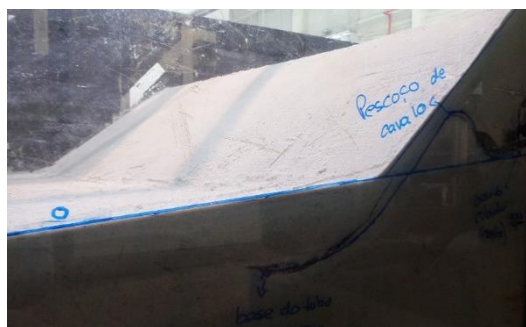


Figura D.125. Modelo inicial.

5 Minutos

Ao fim de 5 min parte da areia de recobrimento tinha já sido removida, ficando a zona do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo a descoberto, bem como o mesmo. É bem visível, o efeito de parede ao nível do pescoço de cavalo, em que a junção tela/vidro funciona como entrada preferencial de água. Este problema não consegue ser evitado em laboratório, podendo considerar-se para a análise dos resultados que o que ocorre aqui é uma situação semelhante ao que ocorre nos casos em que as juntas são colocadas justapostas. Na zona das juntas, sobrepostas de 7 cm, também está a ocorrer a entrada de água. Tudo isto está a levar ao abaixamento do pescoço de cavalo ao longo de todo o seu comprimento. Todos os fenómenos mencionados são visíveis na figura D.126.

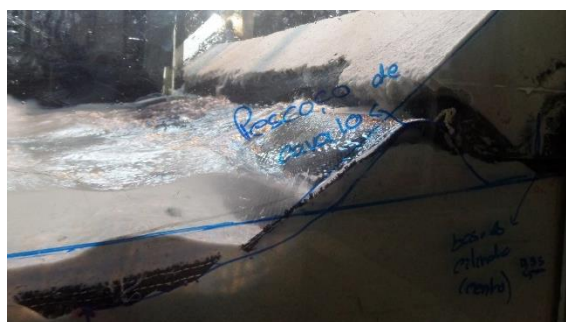


Figura D.126. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.

As figuras D.127 e D.128 retratam o perfil a sotamar do canal. Começa-se a formar uma ligeira cavidade de rebentação adjacente ao local onde está inserido o tubo de ancoragem. Formam-se macro-rugosidades imediatamente antes da cavidade de rebentação, que se vão transformando em micro-rugosidades à medida que se avança para barlamar do canal. Essas micro-rugosidades terminam a aproximadamente 3.30 m da geratriz inferior do sistema de confinamento.

Na figura D.129, apresenta-se o perfil de fundos a barlamar do canal. Como se vê, não sofreu alterações.



Figura D.127. Cavidade de rebentação ao fim de 5 min.

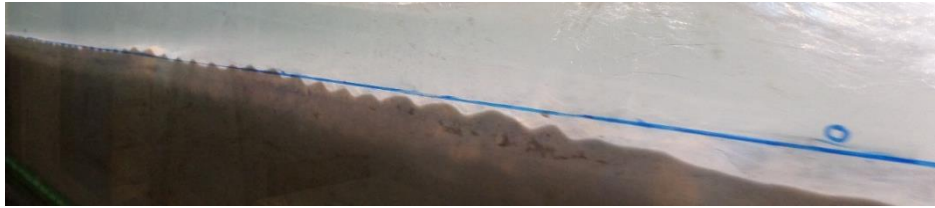


Figura D.128. Macro-rugosidades a barlamar da cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.129. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Verifica-se uma continuada, embora ligeira, erosão do talude de recobrimento, ficando o cilindro cada vez mais a descoberto. Nota-se uma perda gradual da areia que constitui o pescoço de cavalo. Ambos os fenómenos são visíveis na figura D.130.

A cavidade de erosão, retratada na figura D.131, aumentou de profundidade. Nesta figura é também visível a erosão localizada na zona a sotamar do tubo de ancoragem.



Figura D.130. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 10 min.



Figura D.131. Cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

15 Minutos

A figura D.132 apresenta a zona junto ao sistema de confinamento dotado de *scour apron* que não sofreu alterações significativas. A profundidade da cavidade de rebentação aumentou e deu-se uma leve migração da mesma para barlamar do canal, figura D.133.



Figura D.132. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 15 min.



Figura D.133. Cavidade de rebentação e antecedentes macro-rugosidades ao fim de 15 min.

20 Minutos

As alterações ao longo de todo o perfil de fundos não são significativas.

25 Minutos

Neste momento o perfil está praticamente estabilizado. Como se pode ver através das figuras D.134 e D.135, não se verificaram grandes alterações desde o fim dos 15 min de ensaio.



Figura D.134. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.



Figura D.135. Cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

A figura D.136 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. Como se pode ver, o pescoço de cavalo ficou a descoberto ao longo de todo o seu comprimento. A tela de *apron* ficou notoriamente deslocada da posição inicial, representada pela linha a azul.

Na figura D.137 é visível em pormenor a zona do pescoço de cavalo, junto ao vidro, em que a perda de areia é da ordem dos 6 cm.

Ao nível da sobreposição das juntas ocorreu uma grave erosão localizada, figura D.138. O tubo de ancoragem nesta zona ficou a descoberto e a tela da direita ao se deslocar para barlamar provocou uma abertura na ordem dos 3 cm entre as duas telas. De notar que a zona em que o tubo de ancoragem ficou a descoberto corresponde ao mesmo local em que no ensaio 6 da série A, onde foi testado o mesmo estado de agitação, se verificaram acentuadas infraescavações na base do sistema de confinamento.

Formou-se uma cavidade de rebentação a barlamar do tubo de ancoragem, de profundidade na ordem dos 3 cm. A sotamar da cavidade de rebentação formou-se uma pequena fossa de erosão. As macro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.139 e D.140.

A barlamar do canal o perfil de fundos não sofreu erosões ao longo de todo o ensaio, apenas apareceram pequenas micro-rugosidades a 2.77 m do início do perfil, figura D.141.

A figura D.142 representa a situação final do modelo, vista de cima.



Figura D.136. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

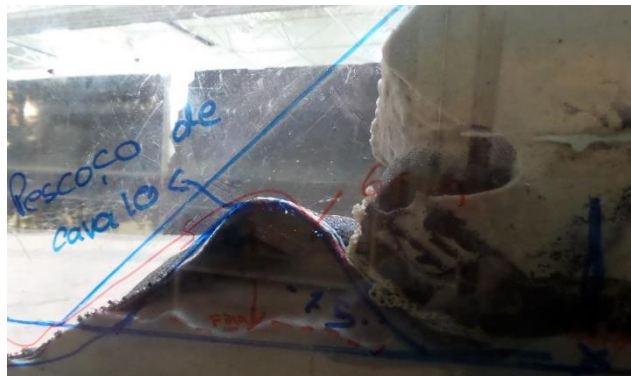


Figura D.137. Pormenor do pescoço de cavalo no final do ensaio.

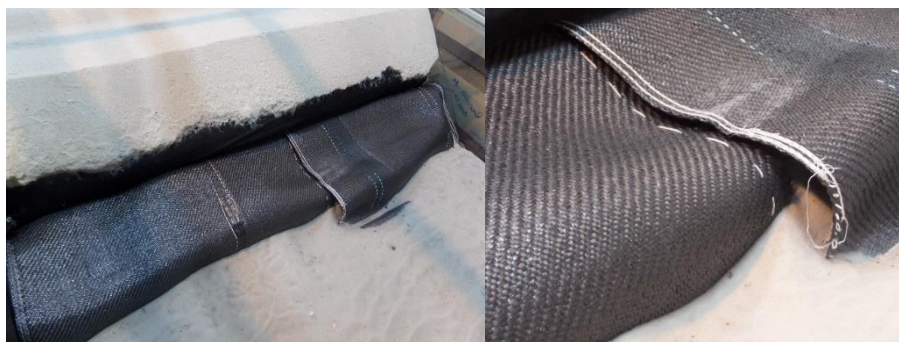


Figura D.138. Pormenor da erosão localizada na sobreposição das telas no final do ensaio.



Figura D.139. Cavidade de rebentação e fossa de erosão no final do ensaio.

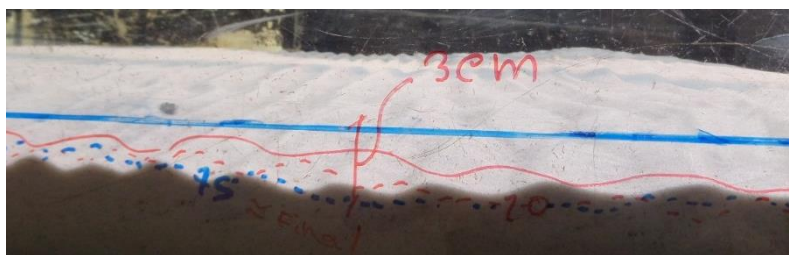


Figura D.140. Profundidade da cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.141. Visão a partir do início da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.142. Modelo final visto de cima.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	2345	0.093	0.800
1	2115	0.096	0.804
4	1898	0.048	0.814
6	1998	0.101	0.926

Tabela D.7. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.7). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 8.15 cm e o período de 1.23 s.

Perfil dos fundos

O perfil de fundos não vai ao encontro das conclusões retiradas através das fotografias. Como a captação de imagem ao longo do ensaio foi feita a partir das janelas e a medição do perfil é feita a aproximadamente metade da largura do perfil, esta grande diferença pode ser explicada pelos efeitos tridimensionais ou pelo efeito de parede. Nas conclusões relativas a este ensaio vai ser tido em conta, maioritariamente, as fotografias obtidas.

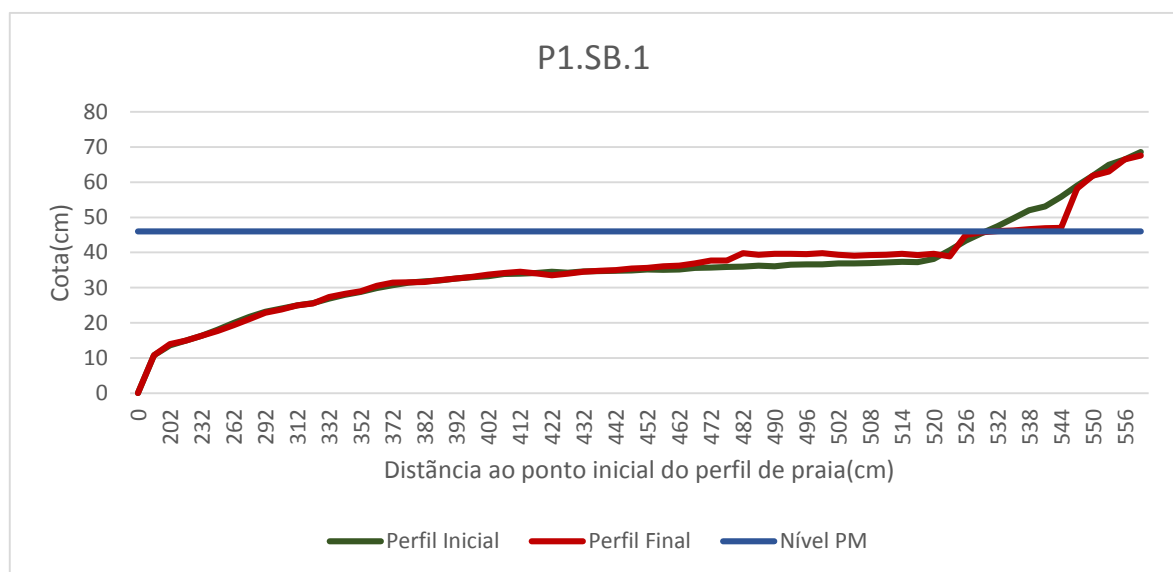


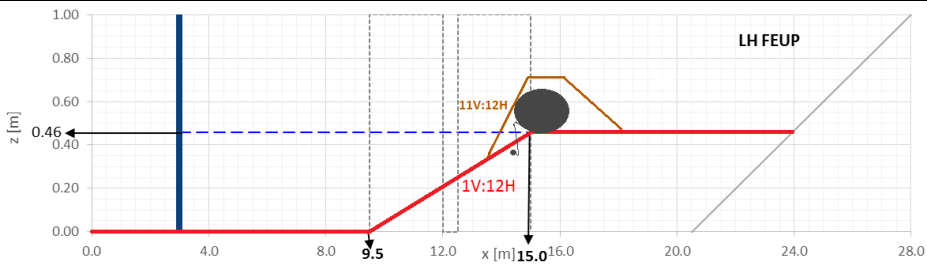


Figura D.143. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SB.1.

Ensaio	Planta1.SérieB			Nº do Ensaio		2		Data	4.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.11	
Pretendida	10	Obtida	8.98	Pretendido	1.10	Obtido	1.17			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.375			0.4		0.375				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)		Largura (m)	
									Tela 1	Tela 2
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78		0.75	0.82
Z (m)	0.66		0.525		0.375					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)					0.07					
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)	0.46	
	15.0	0.46			23.9	0.46				
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 5 da série A.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.144 dá uma visão do modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.



Figura D.144. Modelo inicial.

5 Minutos

Ao fim de 5 min parte da areia de recobrimento tinha já sido removida, ficando a zona do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo a descoberto, bem como o mesmo. É notável o efeito de parede ao nível do pescoço de cavalo, bem como o abaixamento do mesmo ao longo de todo o seu comprimento. Todos os fenómenos mencionados são visíveis na figura D.145.



Figura D.145. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.

A figura D.146 retrata o perfil a sotamar do canal. Começa-se a formar uma ligeira cavidade de rebentação adjacente ao local onde está inserido o tubo de ancoragem. Formam-se macro-rugosidades imediatamente antes da cavidade de rebentação, que se vão transformando em micro-rugosidades à medida que se avança para barlar do canal.

Na figura D.147, apresenta-se o perfil de fundos a barlar do canal. Como se vê, apresenta micro-rugosidades praticamente em toda a sua extensão.



Figura D.146. Cavidade de rebentação antecedida de macro-rugosidades ao fim de 5 min.



Figura D.147. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Verifica-se uma perda gradual da areia que constitui o pescoço de cavalo, bem como um deslocamento da tela de *apron* da sua posição inicial. Ambos os fenómenos são visíveis na figura D.148.

A cavidade de erosão, retratada na figura D.149, aumentou de profundidade. Nesta figura é também visível a erosão localizada na zona a acima do tubo de ancoragem.



Figura D.148. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 10 min.



Figura D.149. Cavidade de rebentação, macro-rugosidades e fossa de erosão ao fim de 10 min.

15 Minutos

A figura D.150 apresenta a zona junto ao sistema de confinamento dotado de *scour apron*. O tubo de ancoragem está agora, na zona junto ao vidro, a descoberto.

A profundidade da fossa de erosão aumentou na ordem dos 3.5 cm. A profundidade da cavidade de rebentação aumentou e deu-se uma leve migração da mesma para barlamar do canal. Ambos os fenómenos são visíveis na figura D.151.

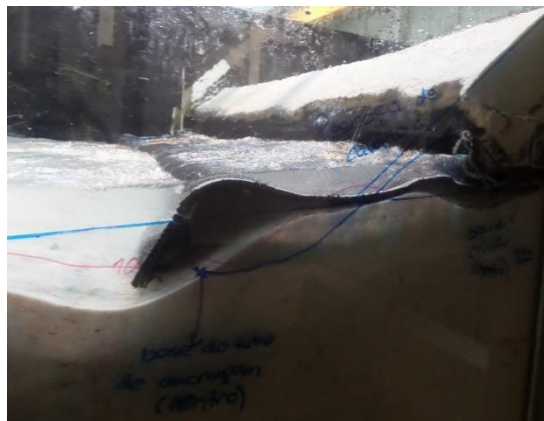


Figura D.150. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 15 min.

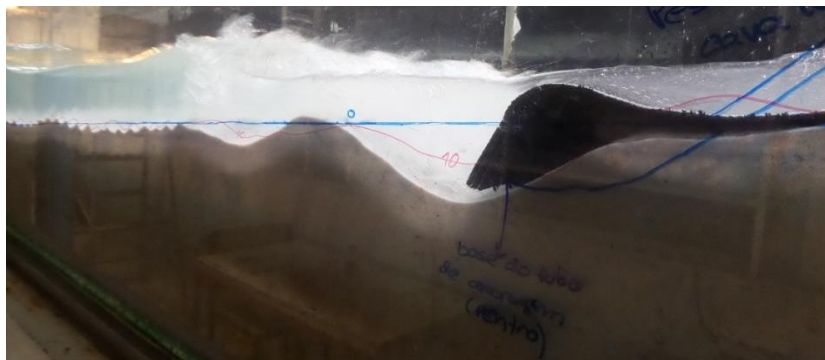


Figura D.151. Cavidade de rebentação, macro-rugosidades e fossa de erosão ao fim de 15 min.

20 Minutos

Ao fim de 20 min não se verificam alterações significativas que mereçam registo.

A figura D.152 retrata a posição da tela de ancoragem ao longo de toda a largura do modelo.



Figura D.152. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 20 min.

25 Minutos

Como se pode ver pelas figuras D.153 e D.154 o perfil de fundos não sofreu alterações significativas desde o verificado ao fim de 15 min representado pela linha azul.

A figura D.155 mostra o comportamento bidimensional das micro-rugosidades a barlamar do canal.



Figura D.153. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.

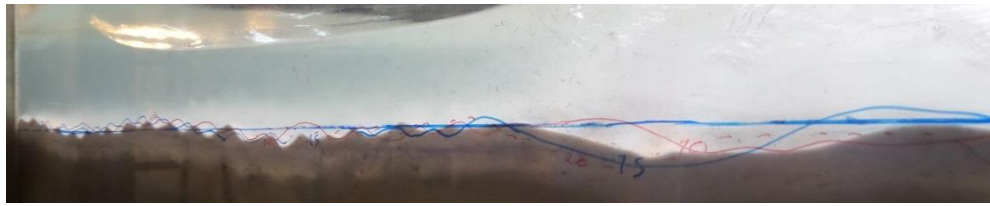


Figura D.154. Cavidade de rebentação antecedida de macro-rugosidades ao fim de 25 min.



Figura D.155. Visão a partir da primeira janela ao fim de 25 min.

Final

A figura D.156 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. A tela de *apron* ficou notoriamente deslocada da posição inicial, representada pela linha a azul.

Na figura D.157 é visível em pormenor a zona do pescoço de cavalo, junto ao vidro, em que a perda de areia é da ordem dos 13 cm.

A figura D.158, mostra a disposição final das várias componentes do *scour apron*. O pescoço de cavalo sofreu abaixamento e deslocamentos da sua posição inicial, ao longo de toda a sua extensão. Os tubos de ancoragem de ambas as telas ficaram a descoberto, apenas na zona das juntas isso não se verificou.

A figura D.159 dá uma visão geral dos fenómenos verificados ao nível do perfil de fundos a sotamar do canal.

No local onde está implantado o tubo de ancoragem formou-se uma profunda fossa de erosão, de profundidade da ordem dos 7.5 cm, figura D.160. Esta foi formada inicialmente devido ao fenómeno de rebentação, mas acabou por ser agravada a partir do momento em que o cilindro ficou a descoberto. Este acabou por funcionar como obstáculo ao movimento da água, promovendo a erosão na sua frente.

A berma de rebentação tem uma altura de 2 cm e formou-se a aproximadamente 1.28 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 2.5 cm e uma largura de 30 cm. As macro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.161 e D.162.

A barlar do canal apenas se formaram micro-rugosidades com uma amplitude máxima de 1.5 cm, figura D.163.

A. figura D.164 representa a situação final do modelo, vista de cima.

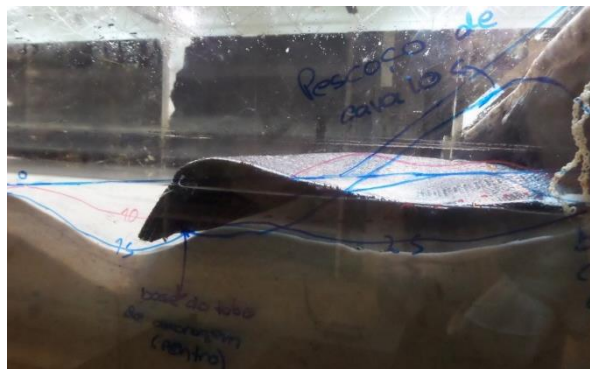


Figura D.156. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

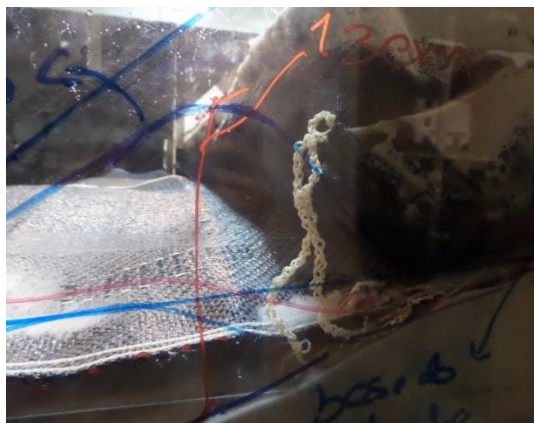


Figura D.157. Pormenor do pescoço de cavalo no final do ensaio.



Figura D.158. Pormenor da acentuada erosão ao nível do sistema de confinamento dotado de *scour apron* no final do ensaio.

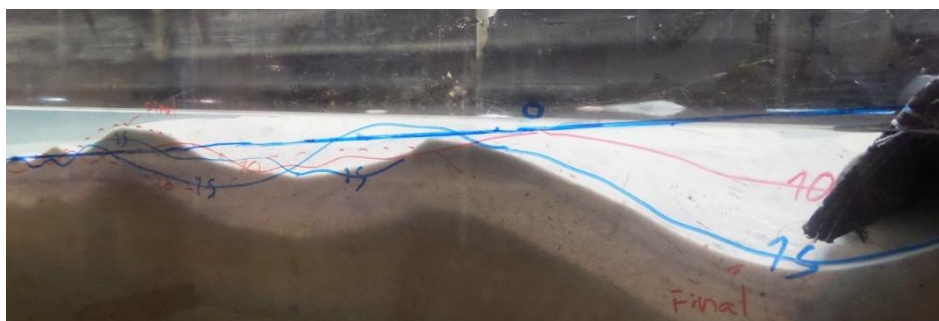


Figura D.159. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão no final do ensaio.

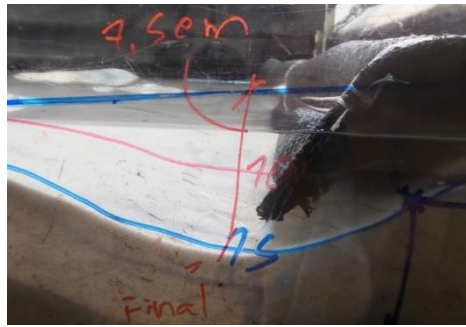


Figura D.160. Pormenor da fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação no final do ensaio.

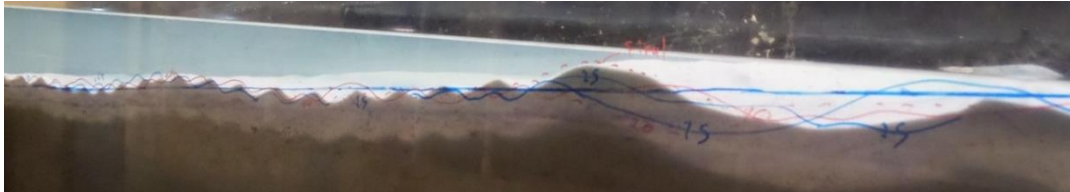


Figura D.161. Macro- rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

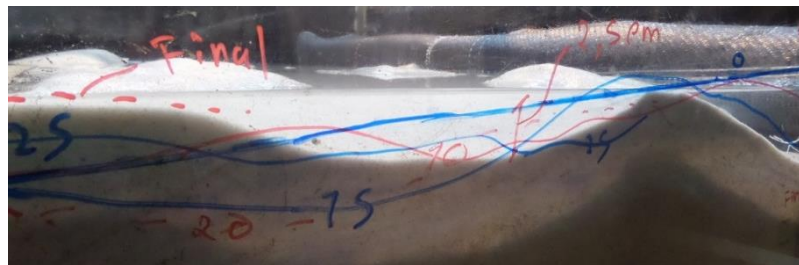


Figura D.162. Pormenor da cavidade de rebentação no final do ensaio.

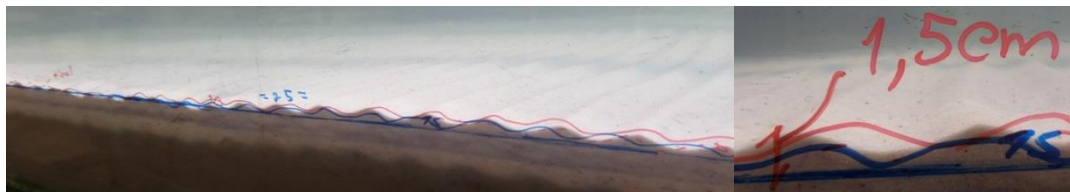


Figura D.163. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.

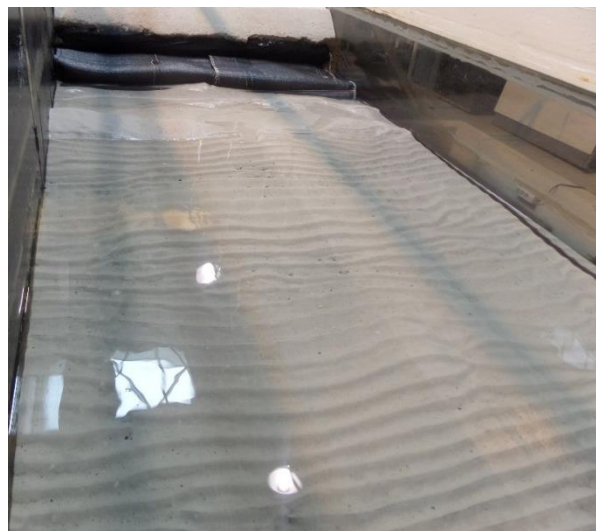


Figura D.164. Modelo final.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{médio}$ (m)	$T_{médio}$ (s)
10	1662	0.072	1.098
1	1749	0.065	1.039
4	1404	0.074	1.089
6	1508	0.085	1.049

Tabela D.8. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.8). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 7.4 cm e o período de 1.07 s.

Perfil dos fundos

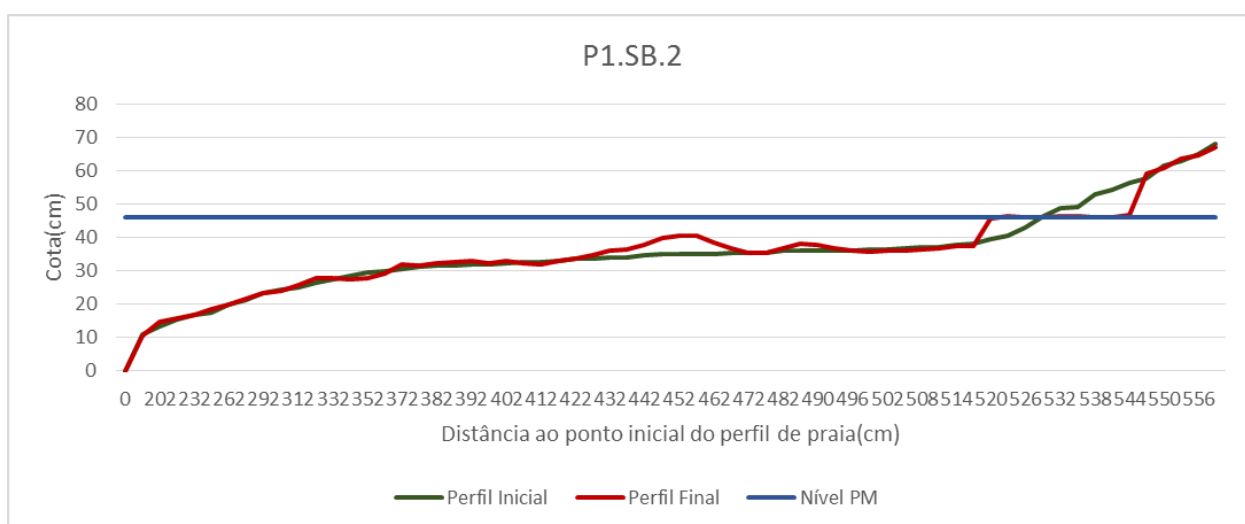


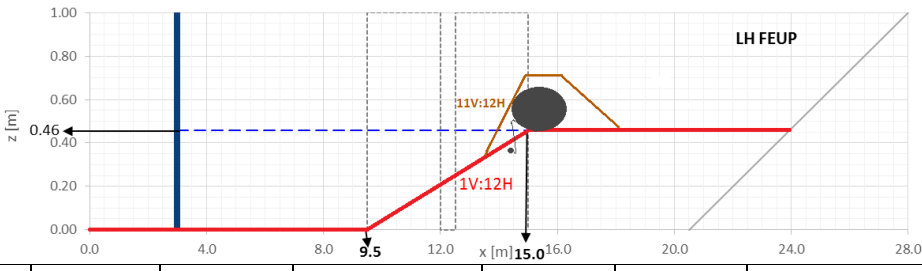


Figura D.165. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SB.2.

A fossa de erosão bem profunda visível nas imagens não está representada ao nível do gráfico do perfil de fundos, isso deve-se a como já foi explicado anteriormente, ao fato de as medições serem feitas a meio do perfil e não a partir do vidro. O perfil está coerente com o verificado na figura 158, em que a meio do perfil se nota acreção de areia ao nível do tubo de ancoragem e não erosão.

Durante a descrição dos ensaios, foi tido em conta o perfil de fundos mas também o registado durante o ensaio através de fotografias.

Ensaio	Planta1.SérieB			Nº do Ensaio		3		Data	5.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	0.95	
Pretendida	13	Obtida	12.58	Pretendido	2.31	Obtido	2.40	Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.375			0.4		0.375				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)	Largura (m)		
								Tela 1	Tela 2	
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78	0.75	0.82	
Z (m)	0.66		0.525		0.375					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)					0.07					
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)	0.46	
	15.0	0.46			23.9	0.46				
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 3 da série A.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.166 dá uma visão em planta do modelo inicial a partir de segunda janela.



Figura D.166. Modelo inicial.

5 Minutos

Parte da areia de recobrimento foi removida, ficando a zona do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo a descoberto, bem como o mesmo. É notável o efeito de parede ao nível do pescoço de cavalo, bem como um ligeiro abaixamento e deslocamento da sua posição inicial ao longo de todo o seu comprimento. Todos os fenómenos mencionados são visíveis na figura D.167.



Figura D.167. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.

A figura D.168 dá uma visão geral do perfil a sotamar do canal. Forma-se uma profunda cavidade de rebentação antecedida por largas macro-rugosidades. A rebentação verifica-se em voluta com a formação de um macro-vórtice.

Na figura D.169, apresenta-se o perfil de fundos a barlar do canal. Como se vê, apresenta macro-rugosidades praticamente em toda a sua extensão.



Figura D.168. Cavidade de rebentação antecedida de macro-rugosidades ao fim de 5 min.



Figura D.169. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Ocorreu uma ligeira diminuição da profundidade da cavidade de rebentação retratada na figura D.170. As macro-rugosidades a barlar do canal, figura D.171, sofreram ligeiras migrações.

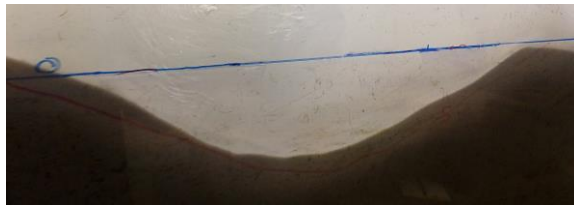


Figura D.170. Cavidade de rebentação ao fim de 10 min.



Figura D.171. Macro-rugosidades a sotamar do canal ao fim de 10 min.

15 Minutos

A figura D.172 apresenta a zona junto ao sistema de confinamento dotado de *scour apron*. Verifica-se uma acreção de areia acima do pescoço de cavalo bem como na zona frontal do mesmo. Por outro lado o cilindro está mais a descoberto.

Verifica-se uma migração da cavidade de rebentação para sotamar do canal, relativamente ao verificado ao final de 10 min, representado pela linha azul a picotado, figura D.173. A fossa de erosão manteve-se igual.



Figura D.172. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 15 min.



Figura D.173. Berma e Cavidade de rebentação, macro-rugosidades e fossa de erosão ao fim de 15 min.

20 Minutos

O volume de areia depositado acima do pescoço de cavalo é significativamente superior ao verificado ao final de 15 min. O mesmo não se passa com o volume depositado na zona frontal do mesmo, aqui não houveram alterações significativas, figura D.174. Ao nível da cavidade de rebentação, figura D.175, verifica-se novamente uma migração da mesma para sotamar do canal.



Figura D.174. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 20 min.

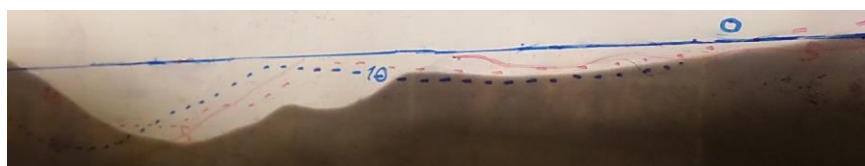


Figura D.175. Cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 20 min.

25 Minutos

O volume de areia acima do pescoço de cavalo continuou a aumentar como se vê na figura D.176.

Ao nível da berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão praticamente não se verificaram alterações, figura D.177.

As macro-rugosidades a barlar do canal sofreram pequenas migrações para sotamar, figura D.178.

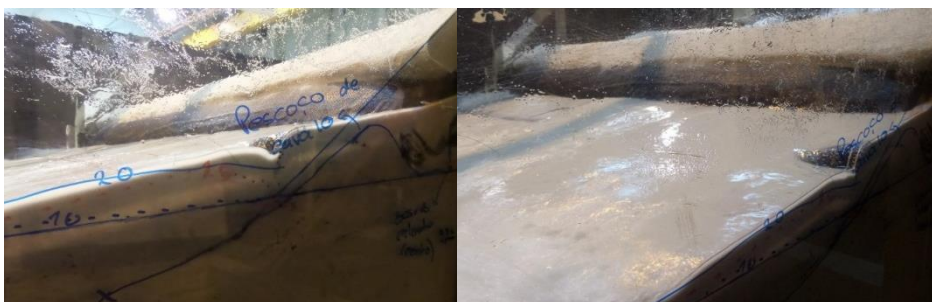


Figura D.176. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.

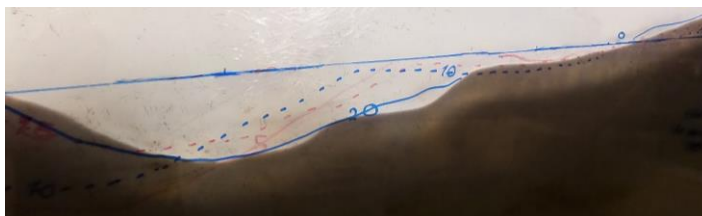


Figura D.177. Cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 25 min.

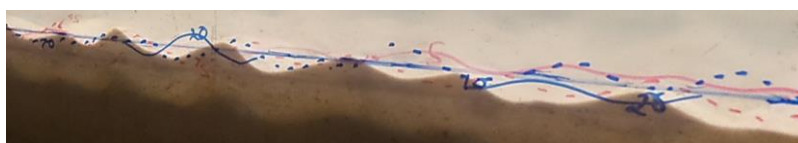


Figura D.178. Macro-rugosidades a sotamar do canal ao fim de 25 min.

Final

A figura D.179 representa em planta a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. Ocorreu uma acreção de areia a sotamar do canal, ficando o *scour apron* praticamente todo coberto de areia. Apenas a zona frontal do cilindro ficou visível.

A figura D.180 retrata a mesma zona mas vista a partir do final da segunda janela. Como se vê ocorreu uma acreção de areia na ordem dos 6.5 cm no ponto onde terminava inicialmente o talude de recobrimento. Verifica-se também uma perda de areia de recobrimento de 8.5 cm a partir da geratriz superior do cilindro em geossintéticos. De notar também que houve um deslocamento da tela de *apron* da sua posição inicial.

A berma de rebentação tem uma altura de 3.5 cm e formou-se a aproximadamente 1.48 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 8 cm e uma largura de 40 cm. As macro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.181 e D.182.

A barlar do canal apenas se formaram macro-rugosidades com uma amplitude máxima de 3 cm, figura D.183.

A. figura D.184 representa a situação final do modelo, vista de cima. É de notar que as rugosidades não apresentam um comportamento retilíneo ao longo da largura do canal.



Figura D.179. Vista de cima da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

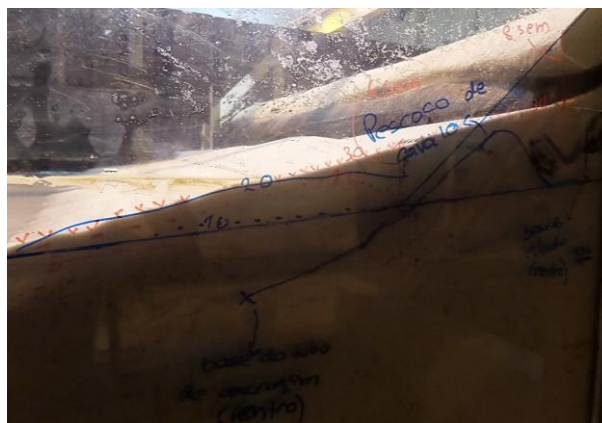


Figura D.180. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

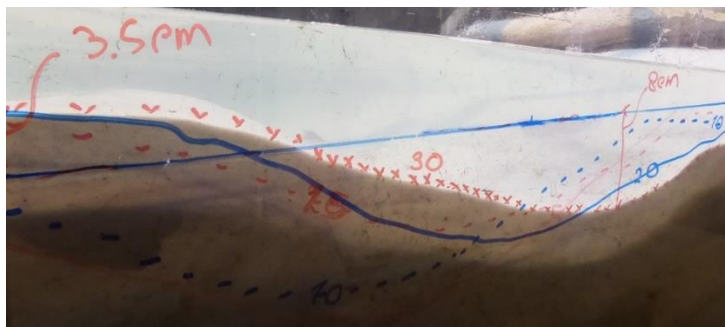


Figura D.181. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.182. Macro-rugosidades e berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.183. Micro-rugosidades a barlamar do canal.



Figura 184. Modelo final a sotamar do canal (à esquerda) e a barlamar do canal (à direita).

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	843	0.104	2.201
1	1133	0.075	1.615
4	755	0.096	2.065
6	916	0.081	1.882

Tabela D.9. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.9). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 8.9 cm e o período de 1.94 s.

Perfil dos fundos

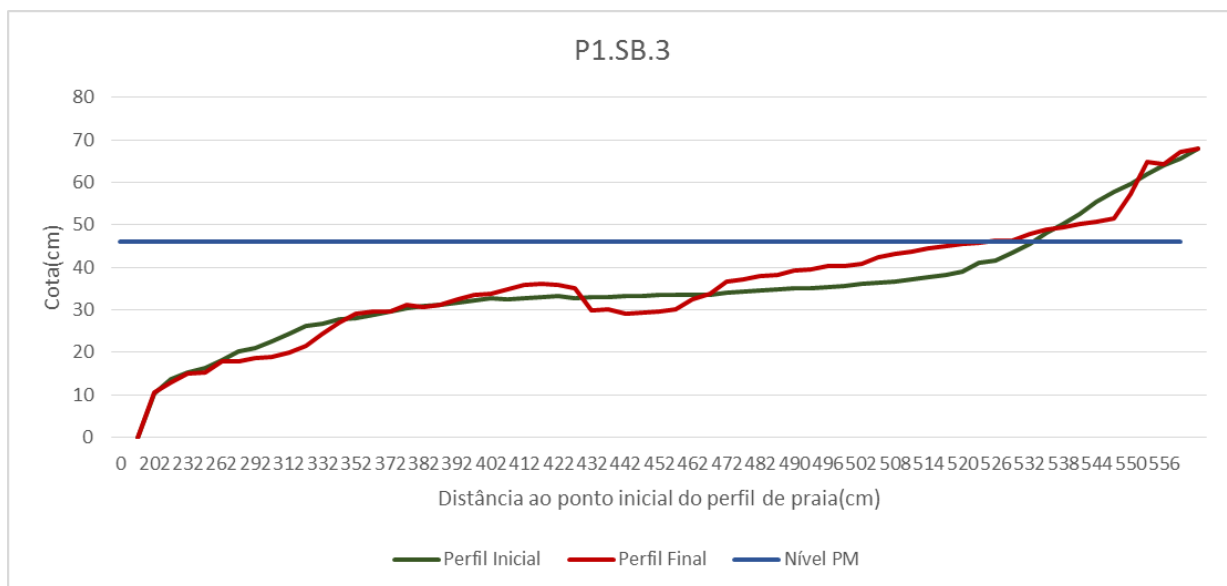


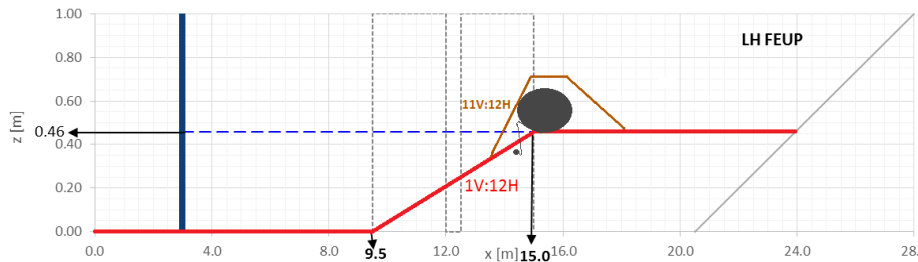


Figura D.185. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SB.3.

Ensaio	Planta1.SérieB			Nº do Ensaio		4		Data	6.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	de 1.08	
Pretendida	13	Obtida	12.05	Pretendido	1.73	Obtido	1.58	Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.375			0.4		0.375				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)		Largura (m)	
									Tela 1	Tela 2
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78		0.75	0.82
Z (m)	0.66		0.525		0.375					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)						0.07				
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z	Profundidade mínima (m)		x	z	WL (m)	0.46		
	15.0	0.46			23.9	0.46				
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 4 da série A.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.186 dá uma visão do modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.



Figura D.186. Modelo inicial.

5 Minutos

A figura D.187 retrata a zona onde se encontra o cilindro e o *scour apron*. Verifica-se uma acentuada erosão ao nível do talude de recobrimento, ficando a zona do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo a descoberto, bem como o mesmo. O efeito de parede sob o pescoço de cavalo é notório, bem como um abaixamento e deslocamento da sua posição inicial ao longo de todo o seu comprimento.



Figura D.187. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.

A figura D.188 dá uma visão geral do perfil a sotamar do canal. Forma-se uma saliente berma de rebentação antecedida por macro-rugosidades e precedida por uma profunda cavidade de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta com a formação de um macro-vórtice. Forma-se também uma fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação.

A figura D.189 retrata o perfil de fundos a barlar do canal. Como se vê, apresenta micro-rugosidades em toda a sua extensão.



Figura D.188. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 5 min.



Figura D.189. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

A profundidade da fossa de erosão aumentou bastante, figura D.190.

A berma e a cavidade de rebentação migraram ligeiramente para barlamar, figura D.191.

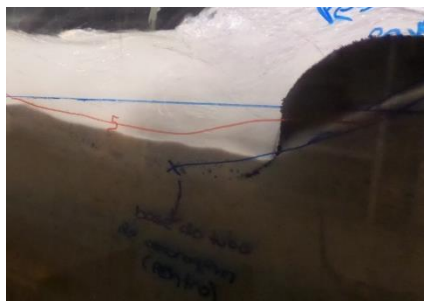


Figura D.190. Pormenor da zona junto ao tubo de ancoragem ao fim de 10 min.



Figura D.191. Berma e cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

15 Minutos

Nas figuras D.192 e D.193 a linha azul a tracejado diz respeito ao perfil de fundos verificado ao final de 10 min. Como se vê nas imagens não ocorreram apreciáveis alterações, apenas um ligeiro aumento da profundidade da fossa de erosão.



Figura D.192. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 15 min.



Figura D.193. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 15 min.

20 Minutos

Ocorreu uma grande acreção de areia ao nível da cavidade de rebentação, ficando praticamente ao nível da berma de rebentação, figura D.194. Isto pode ser explicado pela presença de efeitos tridimensionais ou pelo efeito de parede.

As macro-rugosidades antecedentes à berma de rebentação, figura D.195, sofreram erosão, aumentando a sua profundidade relativamente ao perfil de fundos inicial.

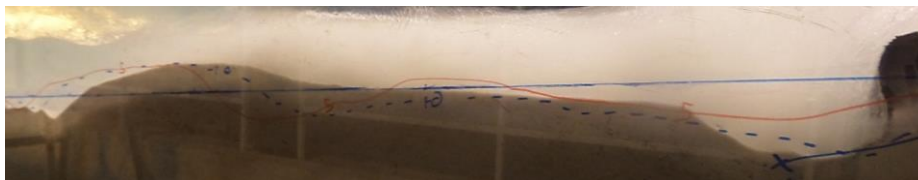


Figura D.194. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 20 min.

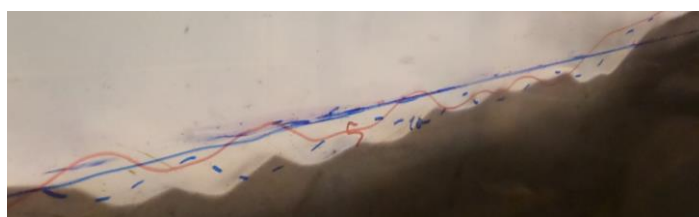


Figura D.195. Macro-rugosidades antecedentes à berma de rebentação.

25 Minutos

Não se verificam alterações significativas no perfil de fundos relativamente ao registado anteriormente.

A figura D.196 retrata em pormenor o pescoço de cavalo, que sofreu um notório abaixamento, e a zona frontal do cilindro totalmente a descoberto.



Figura D.196. Pormenor da erosão ao nível do pescoço de cavalo e do cilindro em geossintéticos ao fim de 25 min.

Final

A figura D.197 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. A tela de *apron* ficou notoriamente deslocada da posição inicial, representada pela linha a azul.

A fossa de erosão, de profundidade 4.5 cm, está localizada imediatamente acima do local de implantação do tubo de ancoragem, fazendo com que este fique a descoberto em algumas zonas. A perda de areia de

recobrimento a partir da geratriz superior do cilindro em geossintéticos é da ordem dos 17.5 cm. Estes dois aspetos são visíveis na figura D.198.

Na figura D.199 é visível o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. As zonas onde ocorreram fenómenos diferentes, ou seja, junto à parede, sobreposição de juntas e junto ao vidro estão representadas em pormenor na figura D.200. Como se pode ver, apesar de praticamente toda a tela ter ficado a descoberto não ocorreram aberturas na zona das juntas que promovessem a entrada de água.

A figura D.201 dá uma perspetiva geral do perfil de fundos a sotamar do canal.

A berma de rebentação tem uma altura de 4 cm e a cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 1.5 cm, figura D.202. Como se vê na figura D.205 à direita a berma de rebentação não é retilínea ao longo da largura do modelo. À medida que nos afastamos do vidro a berma de rebentação bem como a respetiva cavidade de rebentação estão cada vez mais afastadas do sistema de confinamento.

Na figura D.205 à direita são notáveis também os efeitos tridimensionais ao nível das macro-rugosidades a barlamar da berma de rebentação. O desnível máximo verificado entre o perfil inicial e a cavidade das macro-rugosidades foi de 3.5 cm, figura D.203.

A barlamar do canal apenas se formaram macro-rugosidades com uma amplitude máxima de 3 cm, figura D.204.

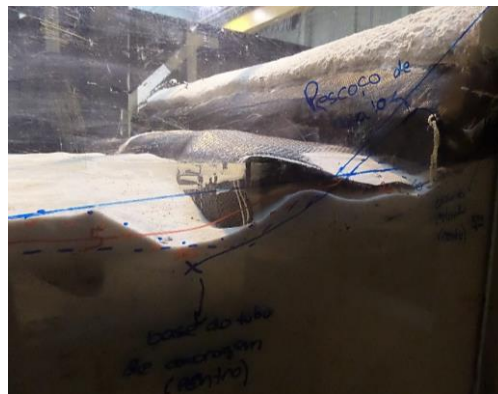


Figura D.197. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

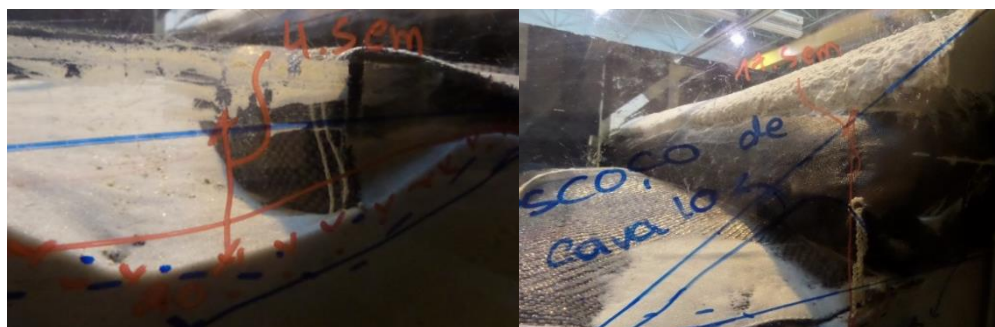


Figura D.198. Fossa de erosão (à esquerda) e perda de areia de recobrimento (à direita) no final do ensaio.



Figura D.199. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.200. Pormenor do *scour apron* em 3 zonas do modelo. Da esquerda para a direita: junto à parede, sobreposição de juntas e junto ao vidro.



Figura D.201. Perfil de fundos a sotamar do canal no final do ensaio.



Figura D.202. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

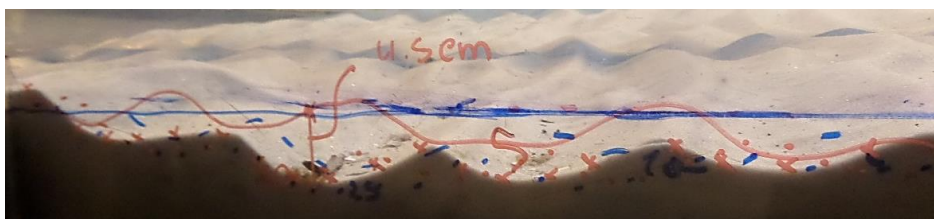


Figura D.203. Macro-rugosidades a barlamar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.204. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.205. Efeitos tridimensionais no perfil de fundos no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1081	0.126	1.703
1	1176	0.122	1.568
4	1105	0.135	1.637
6	1320	0.099	1.404

Tabela D.10. Resultados obtidos pelo *software WR WaveData*.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.10). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 12.05 cm e o período de 1.58 s.

Perfil dos fundos

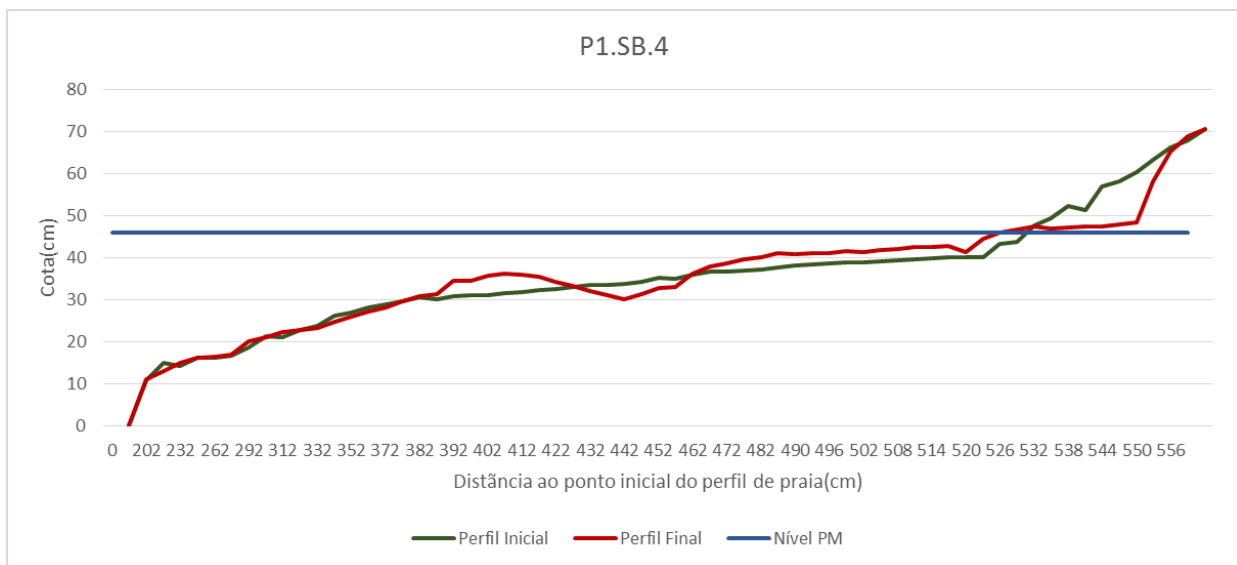


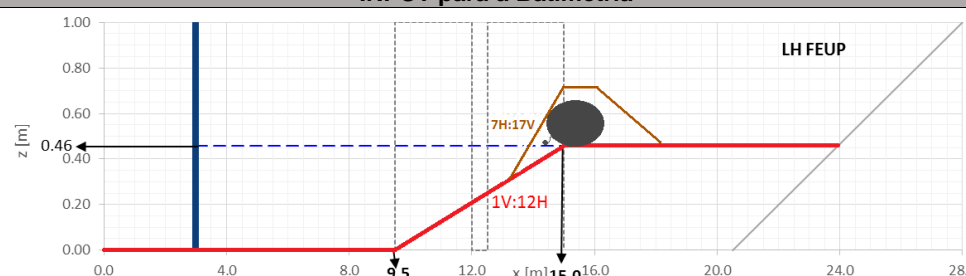


Figura D.206. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SB.4.

Ensaio	Planta1.SérieC				Nº do Ensaio		1	Data	9.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.03	
Pretendida	10	Obtida	9.68	Pretendido	0.8	Obtido	0.81			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
7:17										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.46			0.485		0.46				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)	Cota do cimo do Pescoço de Cavalo		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)		Largura (m)		
								Tela 1	Tela 2	
X (m)	15.33	14.81		14.55		0.78		0.75	0.82	
Z (m)	0.66	0.525		0.46						
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)					0.07					
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z	Profundidade mínima (m)	x	z	WL (m)	0.46			
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 6 da série A e no ensaio 1 da série B.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.207 retrata o modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos. A linha laranja delinea o talude de recobrimento testado na série C e a linha vermelha o testado nas séries A e B.

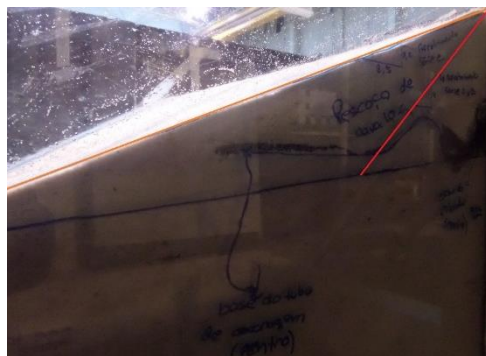


Figura D.207. Modelo inicial.

5 Minutos

Ao fim de 5 min a maioria da areia de recobrimento até ao pescoço de cavalo tinha já sido removida para barlamar. Praticamente toda a estrutura ainda se encontra coberta pela areia, figura D.208.

Na figura D.209 é também visível o tubo de ancoragem que está já a descoberto.

Formam-se micro-rugosidades a partir do início da segunda janela que se estendem até à berma de rebentação, figura D.210.



Figura D.208. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.



Figura D.209. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.



Figura D.210. Visão a partir da segunda janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

A figura D.211 dá uma visão geral do perfil a sotamar do canal. Forma-se uma saliente berma de rebentação antecedida por micro-rugosidades e precedida pela respetiva cavidade de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta.

Ocorreu uma ligeira erosão ao nível do tubo de ancoragem, figura D.212.

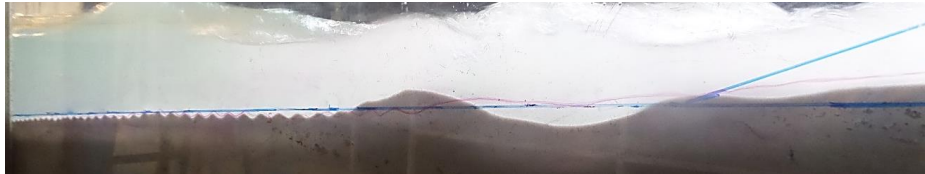


Figura D.211. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 10 min.



Figura D.212. Pormenor da zona junto ao tubo de ancoragem ao fim de 10 min.

15 Minutos

A tela de *apron* do lado esquerdo está a descoberto, contrariamente à da direita. Nota-se um aumento da profundidade da fossa de erosão na base do tubo de ancoragem. Ambos os fenómenos estão retratados na figura D.213.

A berma e a cavidade de rebentação migraram aproximadamente 2 cm para sotamar do canal. Para além disso, tanto a elevação da berma como a profundidade da cavidade de rebentação aumentaram ligeiramente, figura D.214 e D.215.

A figura D.216 retrata o perfil de fundos a barlar do canal, como se vê permanece inalterável.



Figura D.213. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 15 min.



Figura D.214. Cavidade de rebentação e erosão ao nível da base do tubo de ancoragem ao fim de 15 min.

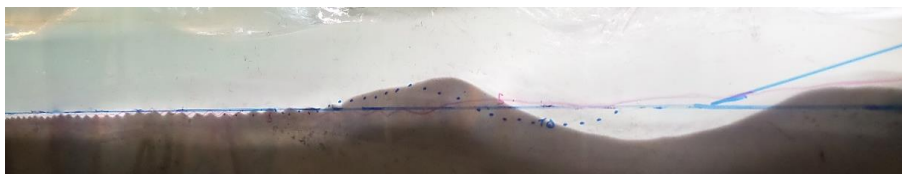


Figura D.215. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 15 min.



Figura D.216. Visão a partir da primeira janela ao fim de 15 min.

20 Minutos

O talude de recobrimento na zona do pescoço de cavalo e do cilindro não se alterou. A fossa de erosão ao nível da base do tubo de ancoragem é praticamente inexistente, figura D.217.

No restante perfil de fundos do canal não se verificaram alterações que mereçam registo.



Figura D.217. Cavidade de rebentação e erosão ao nível da base do tubo de ancoragem ao fim de 20 min.

25 Minutos

Ambas as telas e tubos de ancoragem estão totalmente a descoberto, figura D.218.

A cavidade de rebentação migrou ligeiramente para barlamar do canal, figura D.219.



Figura D.218. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.

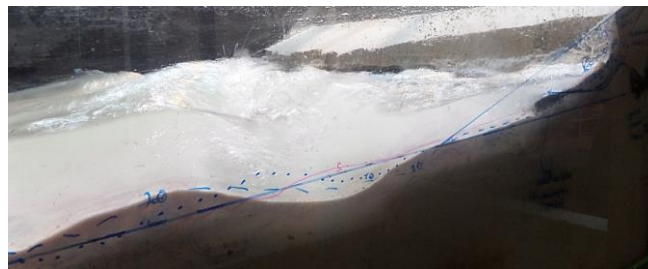


Figura D.219. Berma de rebentação, cavidade de rebentação e erosão ao nível da base do tubo de ancoragem ao fim de 25 min.

Final

Na figura D.220 é visível o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. Como se vê o tubo de ancoragem e a tela até ao início do pescoço de cavalo ficaram totalmente a descoberto.

Verificaram-se níveis de erosão diferentes ao nível da base do tubo de ancoragem ao longo da largura do canal. Na metade do lado esquerdo e junto à janela a erosão localizada na base do tubo de ancoragem foi bastante superior. As juntas não apresentaram erosões acrescidas. As zonas onde ocorreram fenómenos diferentes, ou seja, junto à parede, sobreposição de juntas e junto ao vidro estão representadas em pormenor na figura D.221.

A figura D.222 retrata a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. O tubo de ancoragem deslocou-se um pouco para barlamar do canal e a cota da sua base diminuiu aproximadamente 2 cm relativamente à posição inicial representada pela cruz a azul.

A figura D.223 dá uma perspetiva geral do perfil de fundos a sotamar do canal.

A berma de rebentação tem uma altura de 3.3 cm e formou-se a aproximadamente 1.18 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 3 cm e uma largura de 38 cm. As micro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio e têm uma amplitude máxima de 1 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.224 e D.225.

A barlamar do canal apenas se verificaram migrações insignificantes de areia, figura D.226.

A figura D.227 retrata o modelo final em planta. Do lado esquerdo estão bem visíveis as macro-rugosidades a barlamar da berma de rebentação, bem como a mesma e a cavidade de rebentação. Do

lado direito está retratada a zona a barlamar do canal, e como se vê as micro-rugosidades terminam mesmo antes do final da primeira janela.



Figura D.220. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.221. Pormenor do *scour apron* em 3 zonas do modelo. Da esquerda para a direita: junto à parede, sobreposição de juntas e junto ao vidro.



Figura D.222. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.223. Perfil de fundos a sotamar do canal no final do ensaio.



Figura D.224. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

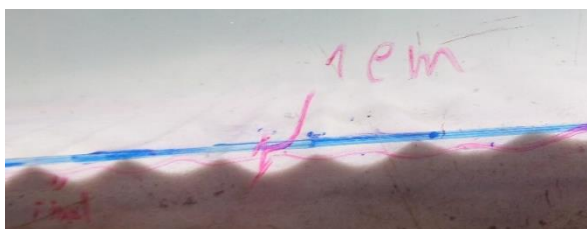


Figura D.225. Micro-rugosidades a barlavento da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.226. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.227. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	2286	0.106	0.800
1	2127	0.106	0.822
4	2095	0.062	0.801
6	1926	0.113	0.810

Tabela D.11. Resultados obtidos pelo software *WR WaveData*.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.11). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 9.68 cm e o período de 0.81 s.

Perfil dos fundos

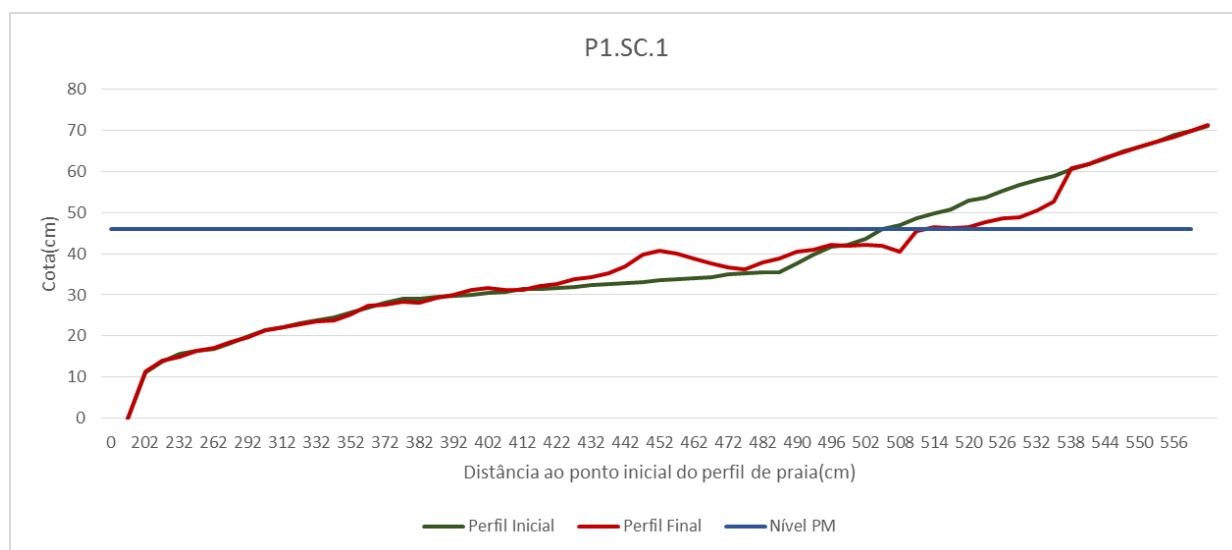


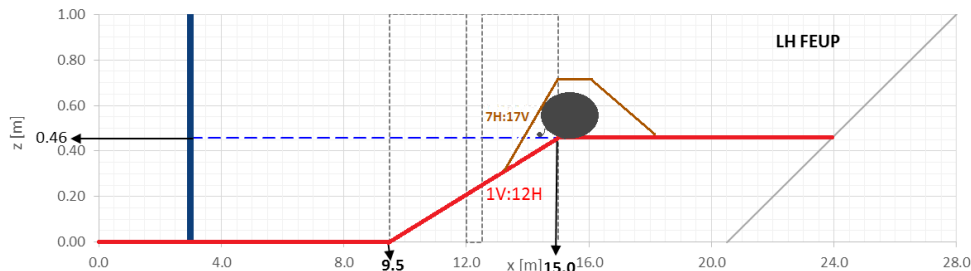


Figura D.228. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SC.1.

Ensaio	Planta1.SérieC			Nº do Ensaio		2		Data	10.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.35	
Pretendida	10	Obtida	7.43	Pretendido	1.10	Obtido	1.06			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
7:17										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.46			0.485		0.46				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Cavalo		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)	Largura (m)		
								Tela 1	Tela 2	
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78	0.75	0.82	
Z (m)	0.66		0.525		0.46					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)					0.07					
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)	0.46	
	15.0	0.46			23.9	0.46				
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 5 da série A e do ensaio 2 da série B.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.229 à esquerda dá uma visão em planta do modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.

Na fase de reperfilamento deveria se ter colocado mais areia no local onde estava implantado o cilindro, figura D.229 à direita. Como isso implicava desfazer todo o modelo e o estado de agitação que se ia testar previa-se que não provocasse erosões nesta zona optou-se por repor esta areia apenas na fase de construção da série D.



Figura D.229. Modelo inicial à esquerda e pormenor da erosão na base do cilindro à direita.

5 Minutos

Ao fim de 5 min a maioria da areia de recobrimento até ao pescoço de cavalo tinha já sido removida para barlar. Esta erosão atingiu valores mais elevados nas zonas laterais, levando a que parte do cilindro já se encontra a descoberto, figura D.230.

Forma-se uma fossa de erosão na base do tubo de ancoragem, levando a um abaixamento do mesmo relativamente à posição inicial representada pela cruz azul. Por outro lado, a tela não se desloca. Estes aspetos estão retratados na figura D.231.

A figura D.232 dá uma visão geral do perfil a sotamar do canal. Forma-se uma saliente berma de rebentação antecedida por micro-rugosidades e precedida pela respetiva cavidade de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta.

Formam-se micro-rugosidades a meio da primeira janela até à berma de rebentação, figura D.233.



Figura D.230. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.

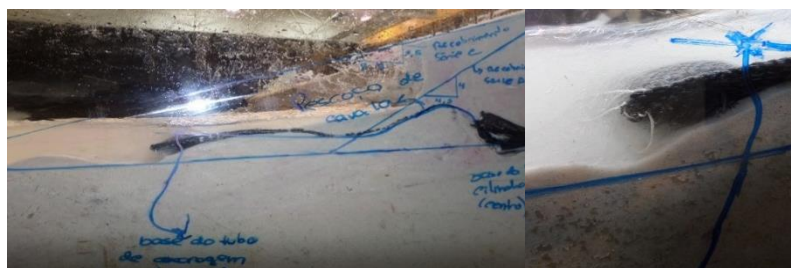


Figura D.231. Pormenores da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.



Figura D.232. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.233. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

A tela de *apron* está praticamente a descoberto em toda a sua extensão e a erosão abaixo do tubo de ancoragem aumentou ligeiramente, figura D.234.



Figura D.234. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 10 min.

15 Min

A cavidade de rebentação sofreu uma migração para barlar do canal bastante significativa, bem como um aumento da sua profundidade. A profundidade da fossa de erosão junto ao tubo de ancoragem aumentou aproximadamente 0.5 cm. Ambos os fenómenos estão retratados na figura D.235.

As micro-rugosidades a barlar do canal sofreram suaves migrações, figura D.236.

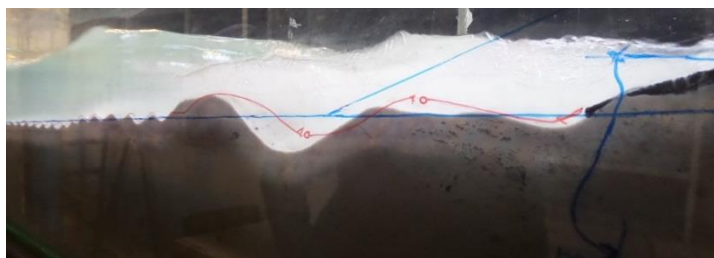


Figura D.235. Macro-rugosidades, berma de rebentação, cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 15 min.



Figura D.236. Visão a partir da primeira janela ao fim de 15 min.

20 Minutos

Não se verificaram alterações significativas ao longo de todo o perfil de fundos que mereçam registo.

25 Min

Devido a um erro durante o registo dos ensaios, nas fotografias D.237 e D.238 o número 20 corresponde na realidade ao número 25 relativo ao perfil verificado ao fim de 25 min.

Sendo assim, conclui-se que ao fim de 25 min o perfil de fundos tem semelhantes características do registado ao fim de 10 min.



Figura D.237. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.

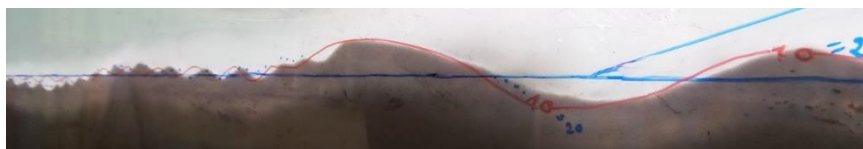


Figura D.238. Macro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

Na figura D.239 é visível o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. Como se vê o tubo de ancoragem e a tela até ao início do pescoço de cavalo ficaram totalmente a descoberto.

Verificaram-se níveis de erosão diferentes ao nível da base do tubo de ancoragem ao longo da largura do canal, na metade do lado direito foi bastante superior. Na zona das juntas não se notam erosões acrescidas. A figura D.240 retrata, do lado esquerdo, a zona onde ocorreram erosões mais acentuadas, e do lado direito o fenómeno de infraescavação, em pormenor, na base do tubo de ancoragem.

A figura D.241 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. O tubo de ancoragem deslocou-se ligeiramente para barlar do canal e a cota da sua base diminuiu aproximadamente 3.5 cm relativamente à posição inicial representada pela cruz a azul. A fossa de erosão tem uma profundidade de 1.5 cm e a respetiva berma de erosão tem uma elevação de 2.5 cm relativamente à linha de perfil inicial.

A berma de rebentação tem uma altura de 3.5 cm e formou-se a aproximadamente 0.98 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 2.2 cm e uma largura de 25 cm. As macro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio e têm uma amplitude máxima de 2 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.242 e D.243.

A barlar do canal começaram a formar-se micro-rugosidades a aproximadamente 3.48 m da geratriz inferior do sistema de confinamento que se perlongaram para sotamar do canal, figura D.244.

A figura D.245 retrata o modelo final em planta. Em ambas as imagens é bem visível o comportamento praticamente retilíneo das rugosidades em toda a largura do canal. Apenas se notam efeitos tridimensionais na zona mais a sotamar do canal, a partir da berma de rebentação.



Figura D.239. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.240. Infraescavação na base do tubo de ancoragem no final do ensaio.



Figura D.241. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

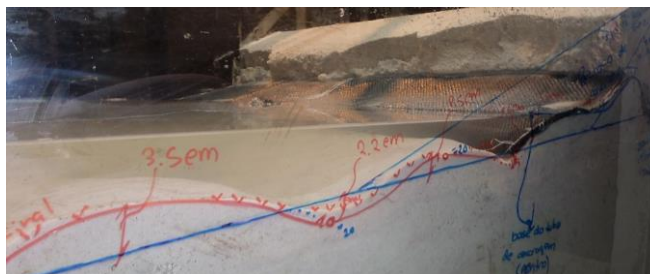


Figura D.242. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

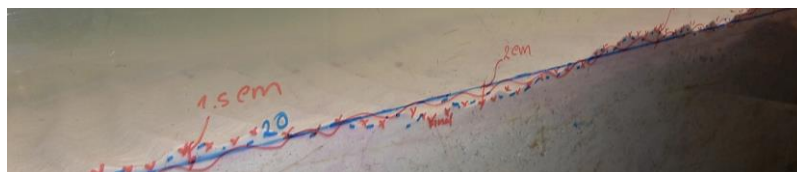


Figura D.243. Macro-rugosidades a barlamar da berma de rebentação no final do ensaio.

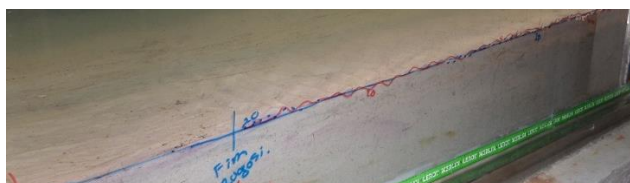


Figura D.244. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.245. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1659	0.083	1.103
1	1613	0.070	1.024
4	1452	0.076	1.069
6	1581	0.068	1.042

Tabela D.12. Resultados obtidos pelo software *WR WaveData*.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.12). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 7.43 cm e o período de 1.06 s.

Perfil dos fundos

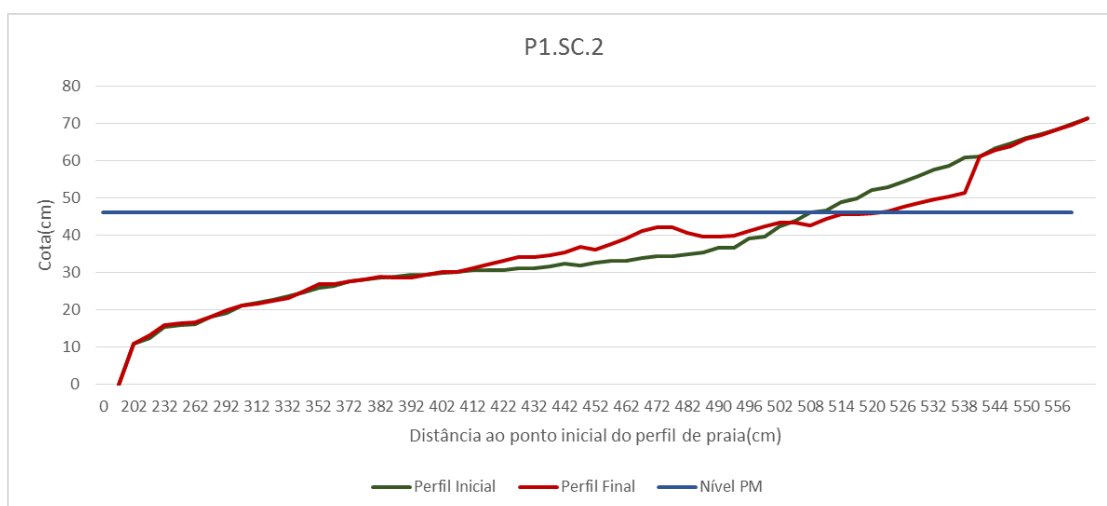


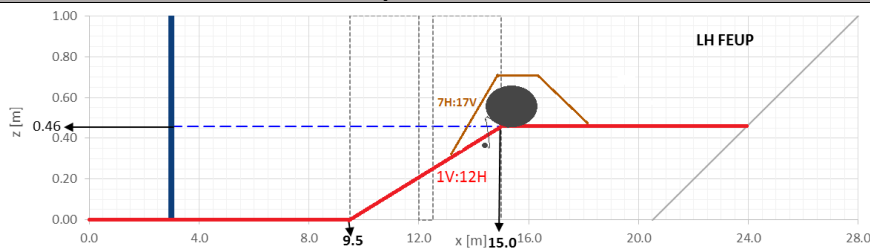


Figura D.246. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SC.2.

Ensaio	Planta1.SérieD			Nº do Ensaio		1	Data	10.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	0.75
Pretendida	10	Obtida	9.68	Pretendido	0.8	Obtido	0.81	Duração (min)	30
Inclinação do talude de recobrimento									
7:17									
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento									
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲			
X (m)	14.83			15.08		15.33			
Z (m)	0.46			0.66		0.46			
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento									
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲			
X (m)	14.53			14.55		14.58			
Z (m)	0.375			0.4		0.375			
INPUT para a tela de ancoragem									
	Início (Sistema de confinamento)	Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)		Largura (m)	
								Tela 1	Tela 2
X (m)	15.33	14.81		14.55		0.78		0.75	0.82
Z (m)	0.66	0.525		0.375					
Juntas sobrepostas									
Largura de Sobreposição (m)					0.07				
INPUT para a Batimetria									
									
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)	0.46
	15.0	0.46			23.9	0.46			
Observações									

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 6 da série A, no ensaio 1 da série B e no ensaio 1 da série C.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.247 retrata o modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.



Figura D.247. Modelo inicial visto da segunda janela.

5 Minutos

Ao fim de 5 min a maioria da areia de recobrimento até ao pescoço de cavalo tinha já sido removida para barlamar. Na zona central do modelo parte dele já se encontra a descoberto, figura D.248. Visto da janela toda a estrutura ainda se encontra protegida por areia, figura D.249.

Começa a delinear-se a berma de rebentação e a respetiva cavidade de rebentação e formam-se micro-rugosidades a partir do início da segunda janela que se estendem até à berma de rebentação, figura D.250. A rebentação verifica-se em voluta, com a formação de um macro-vórtice.

A barlamar do canal não ocorreram alterações do perfil de fundo, figura D.251.



Figura D.248. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.

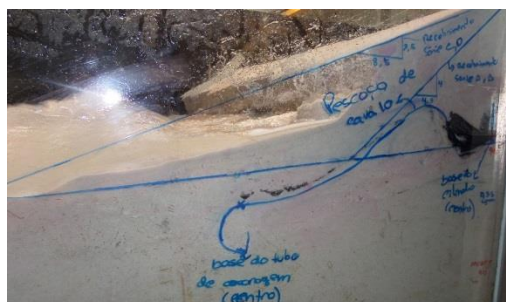


Figura D.249. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.



Figura D.250. Micro-rugosidades, berma de rebentação e Cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.251. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Ao fim de 10 min não se verificaram alterações significativas ao longo de todo o canal.

15 Minutos

Verifica-se uma contínua erosão ao nível do talude de recobrimento, ficando o pescoço de cavalo a descoberto numa maior extensão na zona central, figura D.252.

Ocorreu uma ligeira erosão ao nível do perfil de fundos nas proximidades da estrutura, figura D.253.

A berma e a cavidade de rebentação migraram de leve para barlamar do canal. Tanto a elevação da berma como a profundidade da cavidade de rebentação se mantiveram, figura D.254.

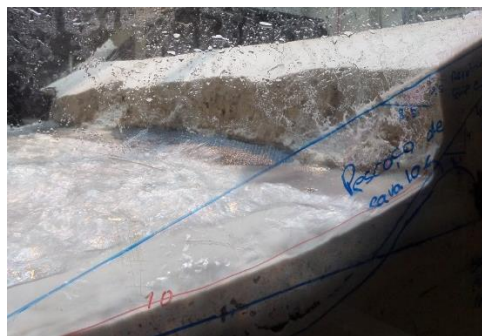


Figura D.252. Talude de recobrimento ao fim de 15 min.

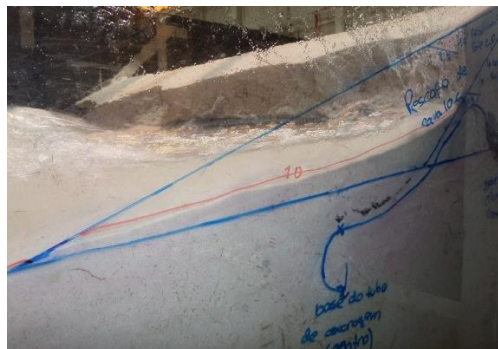


Figura D.253. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 15 min.

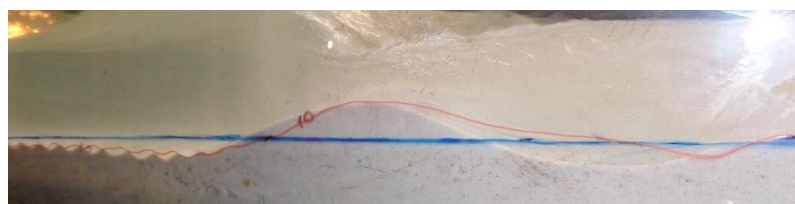


Figura D.254. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 15 min.

20 Minutos

Como se pode verificar na figura D.255 o talude de recobrimento na zona do pescoço de cavalo e do cilindro não se alterou. Ocorreu uma leve acreção de areia nas proximidades da estrutura, figura D.256.

No resto do canal não se verificaram alterações significativas que mereçam registo.



Figura D.255. Talude de recobrimento ao fim de 20 min.



Figura D.256. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 20 min.

25 Minutos

Verifica-se uma contínua erosão ao nível do talude de recobrimento, principalmente na zona central do modelo onde parte do cilindro está já a descoberto, figura D.257.

A cavidade e a berma de rebentação mantêm as mesmas características deste o verificado ao final de 15 min, figura D.259.



Figura D.257. Talude de recobrimento ao fim de 25 min.



Figura D.258. Berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

Na figura D.259 é visível o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. Como se vê o pescoço de cavalo ficou a descoberto praticamente em toda a sua extensão notando-se uma erosão mais acentuada a meio do modelo. Nesta zona o próprio cilindro ficou a descoberto. A figura D.260 apresenta em pormenor a zona da sobreposição das juntas. A figura D.261 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. Todo o *scour apron* permaneceu na sua posição inicial e apenas o pescoço de cavalo ficou a descoberto. Acima do tubo de ancoragem a perda de areia foi da ordem dos 7 cm.

A berma de rebentação tem uma altura de 2 cm e formou-se a aproximadamente 1.18 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 1.5 cm e uma largura de 31 cm. As micro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio e têm uma amplitude máxima de 1 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.262 e D.263.

A barlar do canal praticamente todo o perfil de fundos permaneceu inalterável, apenas no final da primeira janela se começaram a formar micro-rugosidades, figura D.264.

A figura D.265 retrata os fenómenos tridimensionais a sotamar do canal, ai nível da berma e cavidade de rebentação.

A figura D.266 retrata o modelo final em planta. Do lado esquerdo estão bem visíveis as micro-rugosidades a barlar da berma de rebentação, bem como a mesma e a cavidade de rebentação. Do lado direito está retratada a zona a barlar do canal.



Figura D.259. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.260. Pormenor do *scour apron* na sobreposição de juntas.

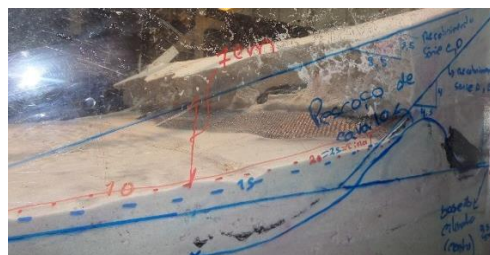


Figura D.261. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

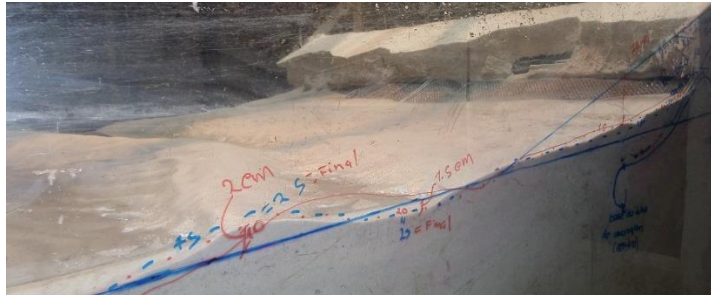


Figura D.262. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.263. Micro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.264. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.265. Fenómenos tridimensionais a sotamar do canal.



Figura D.266. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{médio}$ (m)	$T_{médio}$ (s)
10	2281	0.100	0.800
1	1	0	0
4	1	0	0
6	1	0	0

Tabela D.13. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.



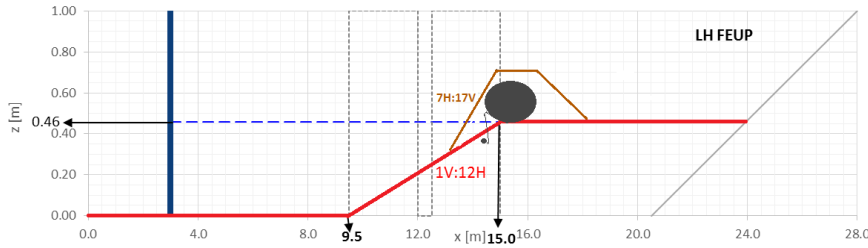
Devido a problemas técnicos as sondas 1, 4 e 6 não registaram medições (tabela D.13). Apesar disso vou considerar o ensaio igualmente válido pois é já o 4º efetuado com este estado de agitação, embora em condições de modelo diferentes. Comparando os valores registados pela sonda 10 com os ensaios anteriores, conclui-se que é bastante similar ao registado no ensaio 1 da série C então vou assumir os mesmos valores deste. Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 9.68 cm e o período de 0.81 s.

De notar que este ensaio deveria ser repetido pois como já se viu os ganhos não são lineares. Não foi feito por falta de tempo disponível para trabalhar em laboratório.

Perfil dos fundos



Figura D.267. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SD.1.

Ensaio	Planta1.SérieD			Nº do Ensaio		2		Data	11.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.34	
Pretendida	10	Obtida	7.45	Pretendido	1.10	Obtido	1.09			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
7:17										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.375			0.4		0.375				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Cavalo		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)	Largura (m)		
								Tela 1Tela 2		
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78	0.750.82		
Z (m)	0.66		0.525		0.375					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)					0.07					
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)		0.46		
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 5 da série A, no ensaio 2 da série B e no ensaio 2 da série C.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.268 retrata o modelo inicial em planta.



Figura D.268. Modelo inicial em planta.

5 Minutos

Ao fim de 5 min a maioria da areia de recobrimento até à geratriz superior do pescoço de cavalo foi removida. Na zona junto ao vidro parte dele já se encontra a descoberto, figura D.269. A figura D.270 comprova isso mesmo.

Começa a delinear-se a berma de rebentação e a respetiva cavidade de rebentação e formam-se micro-rugosidades a barlar do canal que se estendem até à berma de rebentação, figuras D.271 e D.272.



Figura D.269. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.

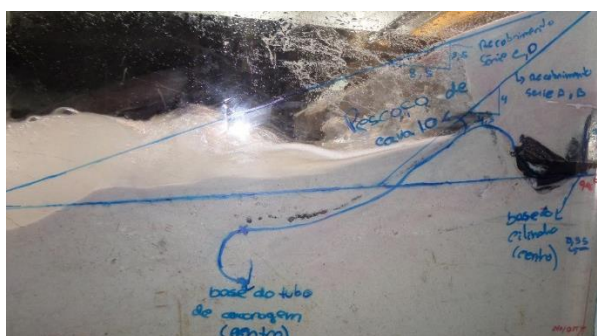


Figura D.270. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 5 min.



Figura D.271. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.272. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Verifica-se uma gradual erosão ao nível do talude de recobrimento, mais acentuada na zona central. A parte superior do pescoço de cavalo está a descoberto em toda a sua extensão, figura D.273.

Formou-se uma fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação, próxima do local onde esta implantado o tubo de ancoragem. A berma e a cavidade de rebentação migraram ligeiramente para barlar do canal. A rebentação verifica-se em voluta, com a formação de um macro-vórtice. Todos estes fenómenos são visíveis nas figuras D.274 e D.275.



Figura D.273. Talude de recobrimento ao fim de 10 min.

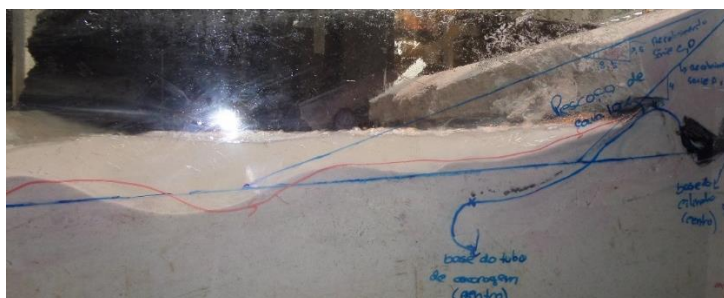


Figura D.274. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 10 min.



Figura D.275. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 10 min.

15 Minutos

A figura D.276 retrata a contínua erosão na zona frontal do pescoço de cavalo.

No resto do canal não se verificaram alterações significativas, apenas pequenas migrações das micro-rugosidades e um aligeiramento da fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação.



Figura D.276. Talude de recobrimento ao fim de 15 min.

20 Minutos

Ao nível da areia de recobrimento não se notam grandes modificações, figura D.277. As figuras D.278, D.279, D.280 e D.281 retratam todo o canal, como se vê não houve alterações relativamente ao verificado ao fim de 15 min, representado pela linha azul a tracejada.



Figura D.277. Talude de recobrimento ao fim de 20 min.

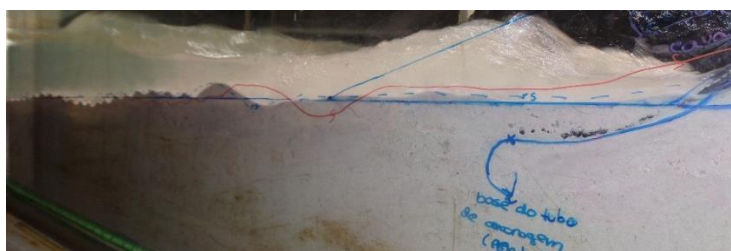


Figura D.278. Visão a partir da segunda janela ao fim de 20 min.

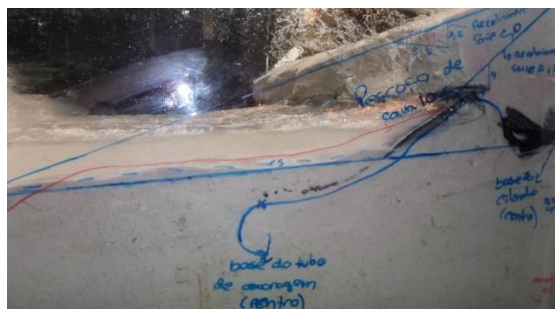


Figura D.279. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 15 min.



Figura D.280. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 20 min.



Figura D.281. Visão a partir da primeira janela ao fim de 20 min.

25 Minutos

Verifica-se uma contínua erosão ao nível do talude de recobrimento, principalmente na zona central do modelo onde parte do cilindro está já a descoberto, figura D.282. Como retrata a figura D.283, o perfil de fundos nas proximidades do sistema de confinamento dotado de *scour apron* não se modificou.

O efeito de parede ao nível do pescoço de cavalo é bem notório na figura D.284.

Houve uma acentuada migração da cavidade de rebentação para sotamar do canal, figura D.285.



Figura D.282. Pormenor de erosão no cilindro ao fim de 25 min.



Figura D.283. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.

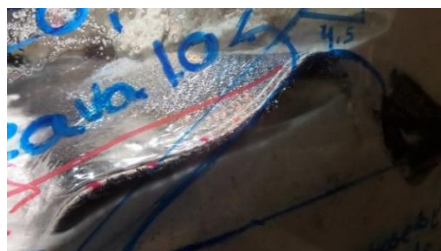


Figura D.284. Efeito de parede no pescoço de cavalo ao fim de 25 min.

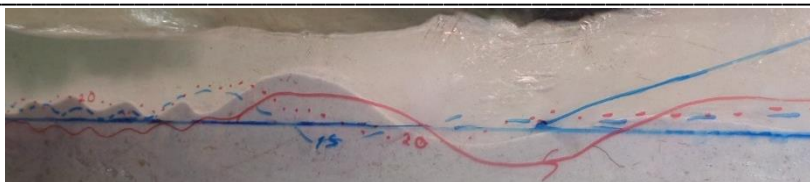


Figura D.285. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

Na figura D.286 é visível o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. A parte superior do pescoço de cavalo ficou a descoberto praticamente em toda a sua extensão. Na proximidade da sobreposição das juntas esta erosão foi bem mais acentuada, figura D.287. Aqui uma pequena parte tanto o cilindro como o tubo de ancoragem ficaram a descoberto.

A figura D.288 retrata a zona onde a água atingiu o cilindro, nas proximidades das juntas, e a zona junto ao vidro que apresenta esta fisionomia devido essencialmente ao efeito de parede.

A cota de coroamento do pescoço de cavalo diminuiu bastante devido à entrada de água tanto pela parede como pelas juntas. Acima do tubo de ancoragem a perda de areia foi da ordem dos 8 cm, figura D.289.

A berma de rebentação tem uma altura de 4 cm e formou-se a aproximadamente 0.98 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 2 cm e uma largura de 22 cm. As macro-rugosidades de fundo que antecedem a berma de rebentação têm uma amplitude máxima de 2 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.290 e D.291.

A barlamar do canal começaram a formar-se micro-rugosidades a aproximadamente 4 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, figura D.292.

A figura D.293 retrata o modelo final em planta.



Figura D.286. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.287. Pormenor do *scour apron* na sobreposição de juntas.



Figura D.288. Pormenor do scour apron em 2 zonas do modelo. Sobreposição das juntas (à esquerda) e junto ao vidro (à direita).



Figura D.289. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron no final do ensaio.

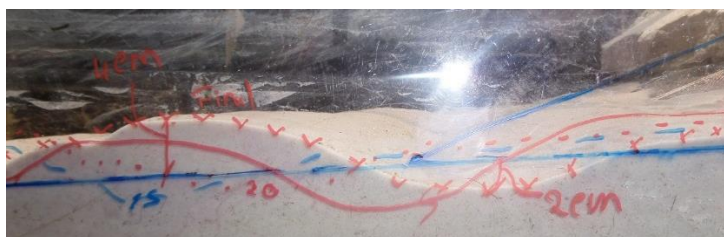


Figura D.290. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.291. Macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.292. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.293. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1661	0.069	1.092
1	1390	0.079	1.093
4	1381	0.078	1.106
6	1426	0.072	1.064



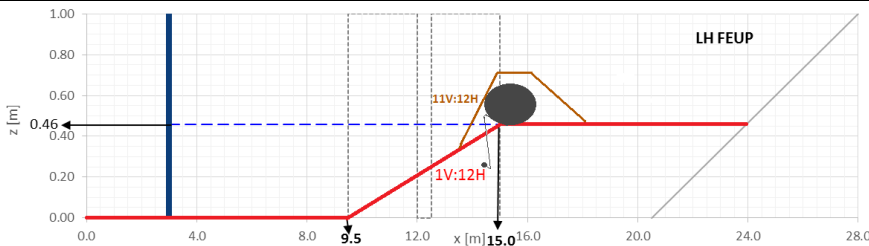
Tabela D.14. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.14). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 7.45 cm e o período de 1.09 s.

Perfil dos fundos



Figura D.294. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SD.2.

Ensaio	Planta1.SérieE			Nº do Ensaio		1		Data	16.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.10	
Pretendida	10	Obtida	9.13	Pretendido	0.8	Obtido	0.83	Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoaz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoaz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.29			0.315		0.29				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Cavalo		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)	Largura (m)		
								Tela 1	Tela 2	
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78	0.75	0.82	
Z (m)	0.66		0.525		0.29					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)						0.07				
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z	Profundidade mínima (m)	x	z	WL (m)	0.46			
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 6 da série A, no ensaio 1 da série B, no ensaio 1 da série C e no ensaio 1 da série D.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.295 retrata o modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.

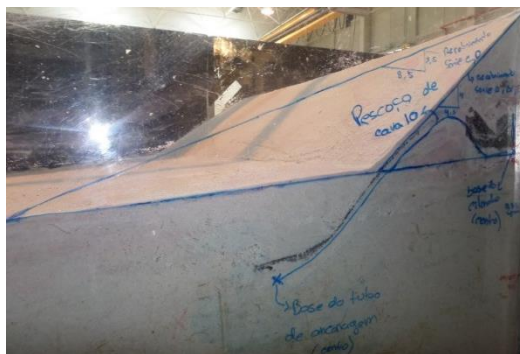


Figura D.295. Modelo inicial.

5 Minutos

Ao fim de 5 min a maioria da areia de recobrimento até ao topo do pescoço de cavalo tinha já sido removida, ficando a descoberto em praticamente toda a sua extensão, figura D.296.

Toda a estrutura ainda se encontra estável, figura D.297.

Começa a delinear-se a berma de rebentação e a respetiva cavidade de rebentação e formam-se micro-rugosidades a partir do início da segunda janela que se estendem até à berma de rebentação, figura D.298. A rebentação verifica-se em voluta, com a formação de um macro-vórtice.

A barlamar do canal não ocorreram alterações do perfil de fundo, figura D.299.



Figura D.296. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.

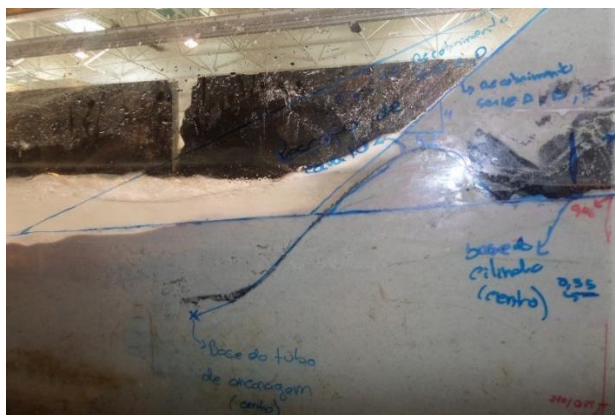


Figura D.297. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.



Figura D.298. Micro-rugosidades e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.299. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Ao fim de 10 min não se verificaram alterações significativas ao longo de todo o canal.

15 Minutos

Verifica-se uma contínua erosão ao nível do talude de recobrimento, principalmente do lado direito do modelo, onde parte do cilindro está já a descoberto, figura D.300.

O perfil de fundos nas proximidades da estrutura não sofreu grandes alterações, apenas ocorreu uma significativa acreção na cavidade de rebentação, ficando praticamente impercetível, figura D.301.



Figura D.300. Talude de recobrimento ao fim de 15 min.

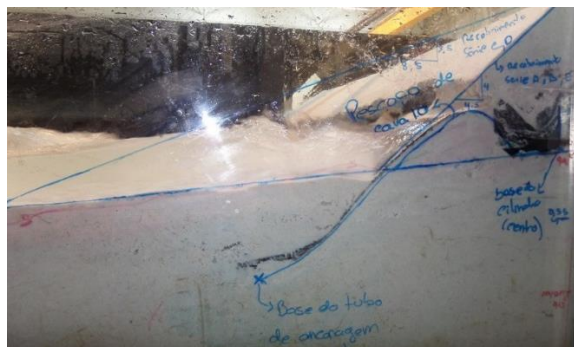


Figura D.301. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 15 min.

20 Minutos

Como se pode verificar na figura D.302 o talude de recobrimento na zona do pescoço de cavalo e do cilindro não sofreu grandes alterações. Forma-se uma pequena fossa de erosão na base do pescoço de cavalo.

A figura D.303 retrata em pormenor a sobreposição das juntas. A tela superior está a levantar, permitindo a entrada de água para debaixo da tela.

Na figura D.304 é visível a cavidade de rebentação que volta a ficar bem definida e com uma largura e profundidade idênticas às registadas ao fim de 5 min, representado pela linha vermelha. A linha azul a tracejado corresponde ao perfil de fundos ao fim de 15 min.

No resto do canal não se verificaram alterações significativas que mereçam registo.



Figura D.302. Talude de recobrimento ao fim de 20 min.



Figura D.303. Pormenor de erosão na sobreposição das juntas ao fim de 20 min.



Figura D.304. Macro-rugosidades e cavidade de rebentação ao fim de 20 min.

25 Minutos

Como se pode verificar na figura D.305 o talude de recobrimento não se alterou, bem como o perfil de fundos junto à estrutura.

A cavidade de rebentação migrou ligeiramente para barlamar do canal, figura D.306.



Figura D.305. Talude de recobrimento ao fim de 25 min.



Figura D.306. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.



Figura D.307. Cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

A figura D.308 retrata o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. Como se vê o pescoço de cavalo ficou a descoberto em toda a sua extensão notando-se uma erosão mais acentuada a meio e nas partes laterais do modelo. A parte do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo também ficou a descoberto, tendo havido uma erosão mais acentuada nas zonas laterais.

A figura D.309 apresenta em pormenor as 3 zonas do modelo onde ocorreram fenómenos mais relevantes, ou seja, junto à parede, sobreposição das juntas e junto ao vidro.

A figura D.310 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. Todo o *scour apron* permaneceu na sua posição inicial e apenas o pescoço de cavalo e uma pequena fileira do cilindro imediatamente acima deste ficaram a descoberto. Acima do tubo de ancoragem a areia ficou ao nível do perfil de fundos inicial.

A figura D.311 retrata em pormenor o pescoço de cavalo junto ao vidro, como se vê, não ocorreu a entrada de água como nos ensaios anteriores. Isto pode ser explicado por um melhor rearranjo aquando da construção do modelo.

A berma de rebentação tem uma altura de 2 cm e formou-se a aproximadamente 1.08 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 2.5 cm e uma largura de 28 cm. As micro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio e têm uma amplitude máxima de 1 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.312 e D.313.

A barlamar do canal praticamente todo o perfil de fundos permaneceu inalterável, apenas a meio da primeira janela se começaram a formar micro-rugosidades, figura D.314.

A figura D.315 retrata o modelo final em planta. Do lado esquerdo estão bem visíveis as micro-rugosidades a barlamar da berma de rebentação. Do lado direito está retratada a zona a barlamar do canal.



Figura D.308. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.309. Pormenor do *scour apron* em 3 zonas do modelo. Da esquerda para a direita: junto à parede, sobreposição das juntas e junto ao vidro.



Figura D.310. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

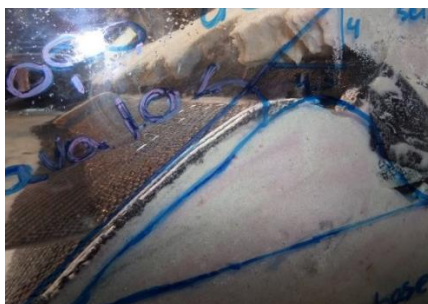


Figura D.311. Pescoço de cavalo junto ao vidro no final do ensaio.

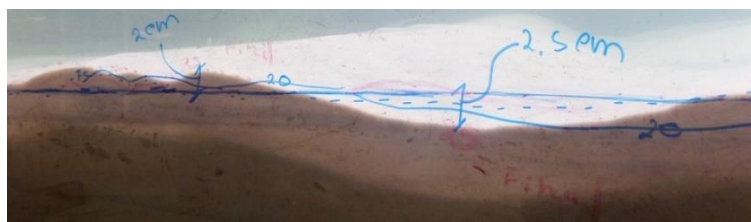


Figura D.312. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

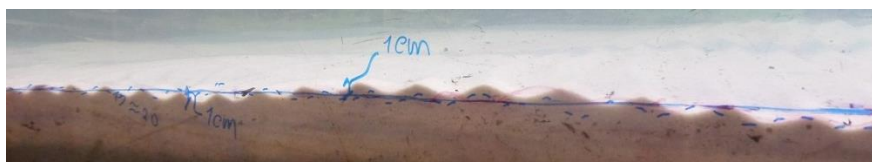


Figura D.313. Micro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.

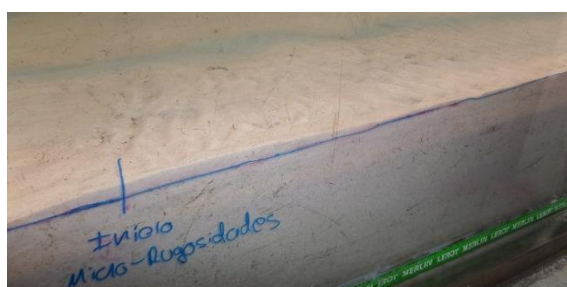


Figura D.314. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.315. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{médio}$ (m)	$T_{médio}$ (s)
10	2282	0.095	0.804
1	1873	0.120	0.830
4	2022	0.058	0.806
6	1172	0.092	0.867

Tabela D.15. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.15). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 9.13 cm e o período de 0.83 s.

Perfil dos fundos

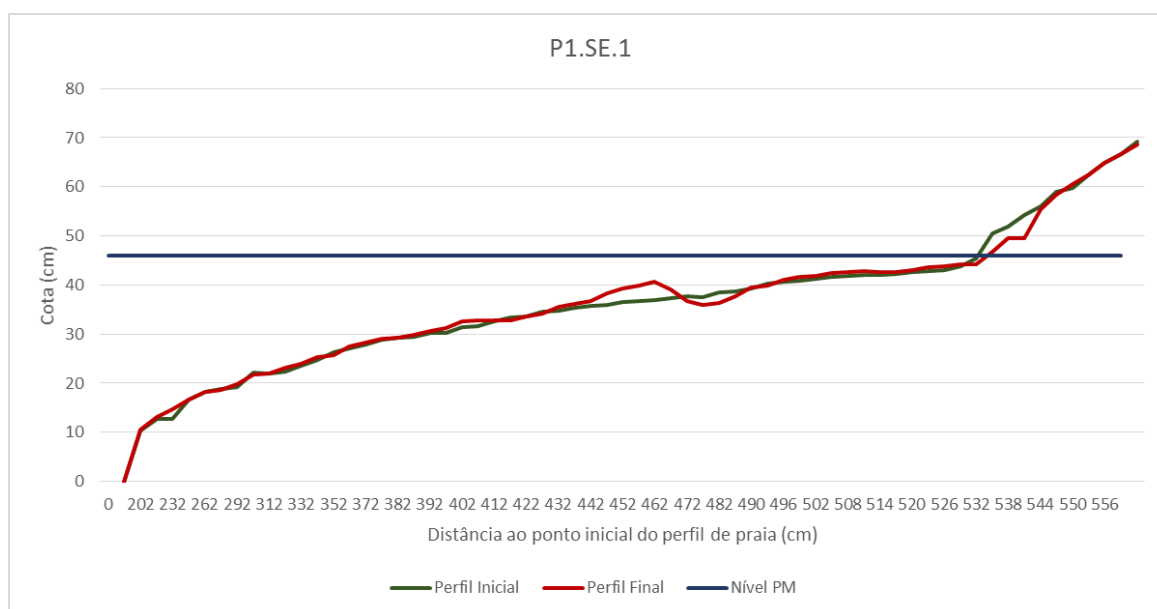


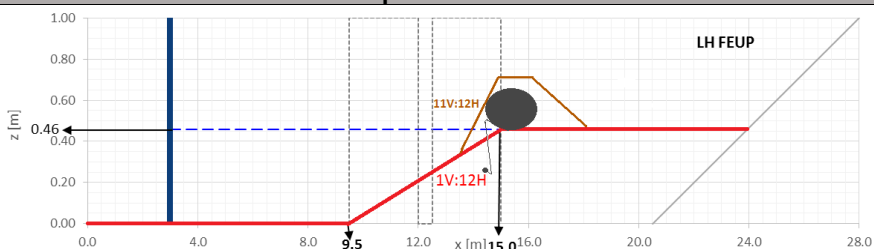


Figura D.316. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SE.1.

Ensaio	Planta1.SérieE			Nº do Ensaio		2		Data	16.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.19	
Pretendida	10	Obtida	8.37	Pretendido	1.10	Obtido	1.07			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.53			14.55		14.58				
Z (m)	0.29			0.315		0.29				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)	Largura (m)		
								Tela 1Tela 2		
X (m)	15.33		14.81		14.55		0.78	0.750.82		
Z (m)	0.66		0.525		0.29					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)					0.07					
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	X	Z	Profundidade mínima (m)	X	Z	WL (m)		0.46		
	15.0	0.46		23.9	0.46					
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 5 da série A, no ensaio 2 da série B, no ensaio 2 da série C e no ensaio 2 da série D.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.317 retrata o modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.



Figura D.317. Modelo inicial.

5 Minutos

Como se vê na figura D.318, grande parte da areia de recobrimento até à geratriz superior do pescoço de cavalo sofreu erosão, ficando todo este a descoberto. Uma pequena parte do cilindro, imediatamente acima da cota de coroamento do pescoço de cavalo ficou também visível.

Nas proximidades da estrutura o perfil de fundos está bastante próximo do perfil inicial, figura D.319.

Forma-se uma profunda cavidade de rebentação antecedida por macro-rugosidades que se vão transformando em micro-rugosidades à medida que se avança para barlar do canal, figura D.320.



Figura D.318. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.



Figura D.319. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.



Figura D.320. Macro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.321. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Verifica-se uma gradual erosão ao nível do talude de recobrimento, semelhante em toda a largura do canal, figura D.322.

Formou-se uma pequena fossa de erosão a sotamar da cavidade de rebentação, na base do pescoço de cavalo. A profundidade da cavidade de rebentação aumentou ligeiramente. Estes aspetos são visíveis nas figuras D.323 e D.324.



Figura D.322. Talude de recobrimento ao fim de 10 min.



Figura 323. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 10 min.



Figura 324. Berma e cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

15 Minutos

A figura D.325 retrata a zona em que o pescoço de cavalo apoia o cilindro. Como se vê, funcionou como um caminho preferencial para a entrada da água. Apenas se verificou esta situação neste ensaio pois na fase de construção do modelo o pescoço de cavalo ficou ligeiramente à frente do que era suposto.



Figura D.325. Pormenor da zona entre o pescoço de cavalo e o cilindro.

20 Minutos

Ao nível da areia de recobrimento não se notam grandes modificações, figura D.326. As figuras D.327 e D.328 retratam a parte visível a partir da segunda janela, como se vê não houve relevantes alterações relativamente ao verificado ao fim de 15 min, representado pela linha azul a tracejado. Apenas se nota uma ligeira erosão no perfil de fundos a sotamar do canal.

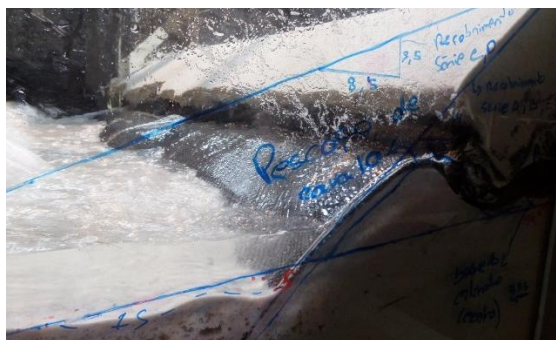


Figura D.326. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 20 min.



Figura D.327. Visão a partir da segunda janela ao fim de 20 min.



Figura D.328. Cavidade de rebentação e fossa de erosão ao fim de 20 min.

25 Minutos

Não houveram alterações no talude de recobrimento, figura D.329.

Como retrata a figura D.330, o perfil de fundos nas proximidades do sistema de confinamento dotado de *scour apron* sofreu erosão relativamente ao verificado ao fim de 20 min, representado pela linha vermelha.

Houve uma notória migração da cavidade de rebentação para sotamar do canal bem como um ligeiro aumento da sua profundidade, figura D.331.

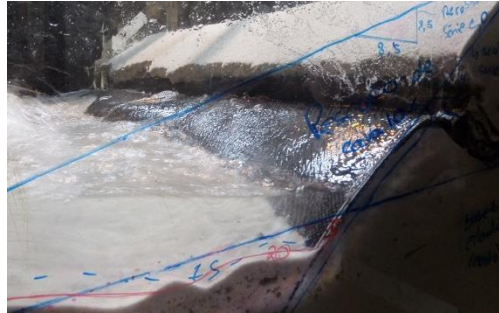


Figura D.329. Talude de recobrimento ao fim de 25 min.

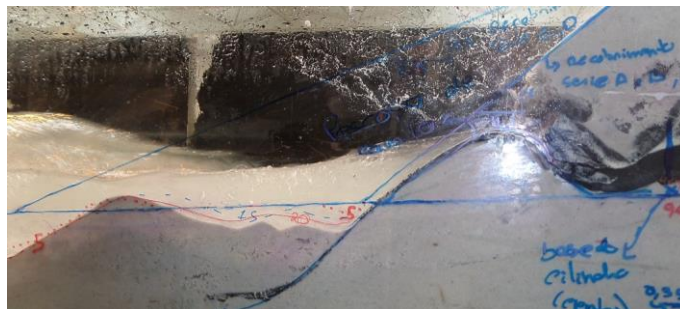


Figura D.330. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.



Figura D.331. Cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

A figura D.332 retrata o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta e a figura D.334 a partir da segunda janela. O pescoço de cavalo ficou a descoberto praticamente em toda a sua extensão, bem como a frente do cilindro que se encontra imediatamente acima do pescoço de cavalo. Nas proximidades da parede esta erosão não foi tão elevada. A figura D.333 apresenta em pormenor as 3 zonas do modelo onde ocorreram fenómenos mais relevantes, ou seja, junto à parede, sobreposição das juntas e junto ao vidro.

A figura D.335 retrata em pormenor o pescoço de cavalo junto ao vidro, como se vê, ocorreu um ligeiro efeito de parede ao nível da areia que constitui o pescoço de cavalo.

Apesar de nas fotografias não estar presente uma berma saliente de rebentação antes da cavidade de rebentação, quando se fez o levantamento do perfil de fundos a meio do canal verificou-se a sua existência e vai ser tida em conta. A berma de rebentação tem uma altura de 4 cm e formou-se a

aproximadamente 1.08 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação tem uma profundidade da ordem dos 6 cm e uma largura de 16 cm. As macro-rugosidades de fundo que antecedem a berma de rebentação têm uma amplitude máxima de 2 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.336, D.337 e D.338.

A barlamar do canal começaram a formar-se micro-rugosidades a aproximadamente 4 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, figura D.339.

A figura D.340 retrata o modelo final em planta.



Figura D.332. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.333. Pormenor do *scour apron* em 3 zonas do modelo. Da esquerda para a direita: junto à parede, sobreposição de juntas e junto ao vidro.



Figura D.334. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.335. Pormenor da zona entre o pescoço de cavalo e o cilindro no final do ensaio.

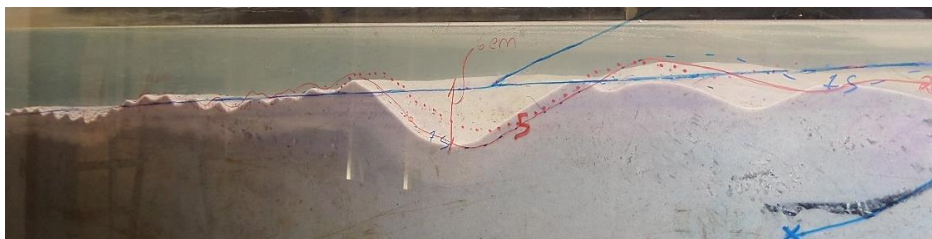


Figura D.336. Macro-rugosidades, cavidade de rebentação e fossa de erosão no final do ensaio.

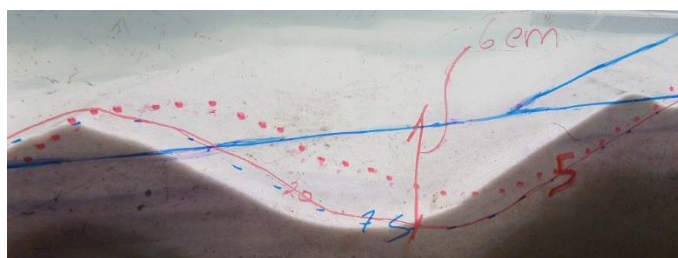


Figura D.337. Cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.338. Macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.339. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.340. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo WR WaveData

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1645	0.077	1.100
1	1304	0.100	1.098
4	1559	0.075	1.020
6	1	0	0

Tabela D.16. Resultados obtidos pelo software WR WaveData.

Devido a problemas de contato nos cabos que ligam a sonda 6 ao sistema de aquisição de informação esta não registou qualquer informação durante todo o ensaio (tabela D.16). Como as outras 3 sondas funcionaram devidamente vamos tomar o ensaio como válido e considerar uma média tanto da altura de onda como do período de onda médios dos valores registados nas 3 sondas. Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 8.37 cm e o período de 1.07 s.

Perfil dos fundos

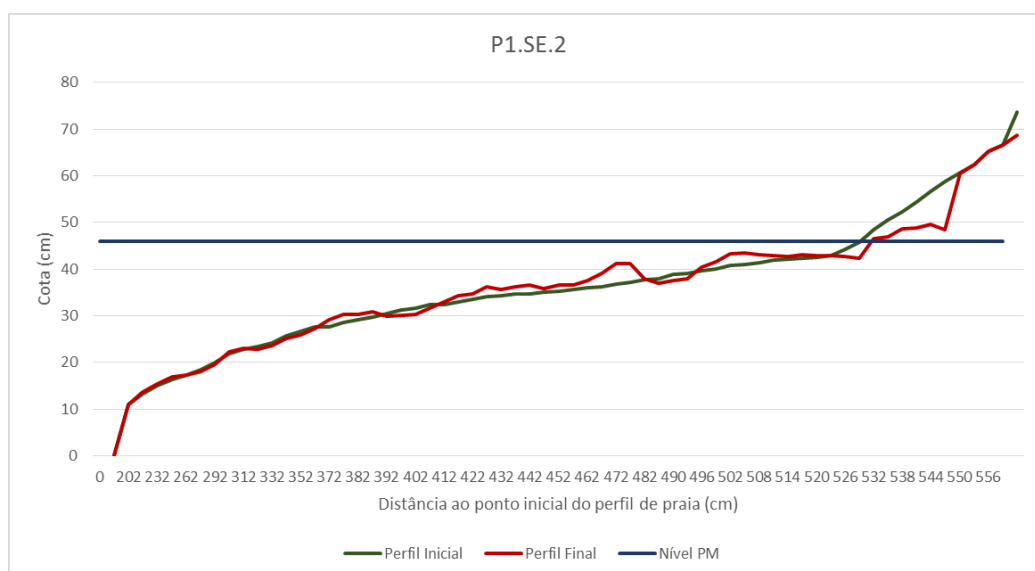


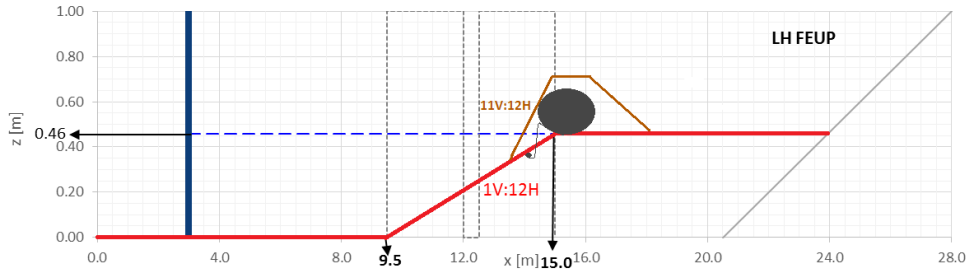


Figura D.341. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SE.2.

No perfil de fundos é notória a presença de uma berma de rebentação antes da cavidade de rebentação, o que não entra em conformidade com o visualizado através do vidro.

Ensaio	Planta1.SérieF			Nº do Ensaio		1		Data	17.05.2016		
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido		1.01	
Pretendida	10	Obtida	9.88	Pretendido	0.8	Obtido	0.82				
								Duração (min)		30	
Inclinação do talude de recobrimento											
11:12											
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento											
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲					
X (m)	14.83			15.08		15.33					
Z (m)	0.46			0.66		0.46					
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento											
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲					
X (m)	14.28			14.3		14.33					
Z (m)	0.375			0.4		0.375					
INPUT para a tela de ancoragem											
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)		Largura (m)		
									Tela 1	Tela 2	
X (m)	15.33		14.81		14.3		1.03		0.75 0.82		
Z (m)	0.66		0.525		0.375						
Juntas sobrepostas											
Largura de Sobreposição (m)						0.07					
INPUT para a Batimetria											
											
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)	0.46		
	15.0	0.46			23.9	0.46					
Observações											

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 6 da série A, no ensaio 1 da série B, no ensaio 1 da série C, no ensaio 1 da série D e no ensaio 1 da série E.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.342 retrata o modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.

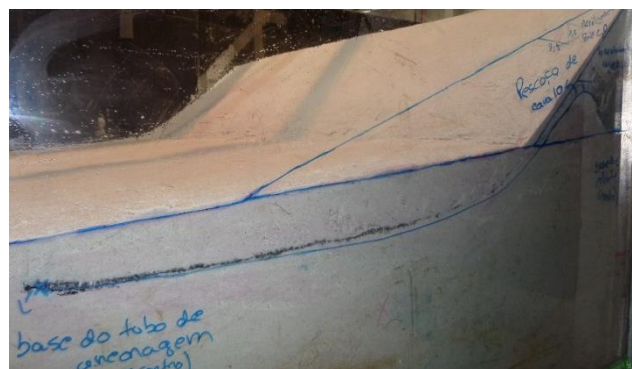


Figura D.342. Modelo inicial.

5 Minutos

Ao fim de 5 min grande parte da areia de recobrimento até ao topo do pescoço de cavalo tinha já sido removida. Esta erosão foi superior na zona central e do lado direito do modelo, figura D.343.

Começa a delinear-se a cavidade de rebentação acima do local onde está implantado o tubo de ancoragem. Formam-se micro-rugosidades a partir do início da segunda janela que se estendem até à cavidade de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta, com a formação de um macro-vórtice. Todos estes aspetos são visíveis nas figuras D.344 e D.345.

A barlar do canal não ocorreram alterações do perfil de fundo, figura D.346.



Figura D.343. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.



Figura D.344. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 5 min.



Figura D.345. Micro-rugosidades e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.346. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Verifica-se uma contínua erosão ao nível do talude de recobrimento, principalmente do lado direito do modelo onde uma pequena parte do cilindro está já a descoberto, figura D.347.

O perfil de fundos nas proximidades da estrutura não sofreu grandes alterações, apenas ocorreu uma ligeira migração da cavidade de rebentação para barlamar do canal. O tubo de ancoragem junto à janela começa a aparecer à superfície. Ambos os fenómenos estão retratados nas figuras D.348 e D.349.



Figura D.347. Talude de recobrimento ao fim de 10 min.



Figura D.348. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 10 min.



Figura D.349. Cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

15 Minutos

A erosão do talude de recobrimento é agora bem mais acentuada a meio do modelo, figura D.350.

Ocorreu uma ligeira erosão no perfil de fundos nas proximidades da estrutura. No pescoço de cavalo é notória a entrada de água e a erosão da areia que o constitui, figura D.351.

Na berma de rebentação e cavidade de rebentação, não se notam alterações significativas, figura D.352.



Figura D.350. Talude de recobrimento ao fim de 15 min.



Figura D.351. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 15 min.

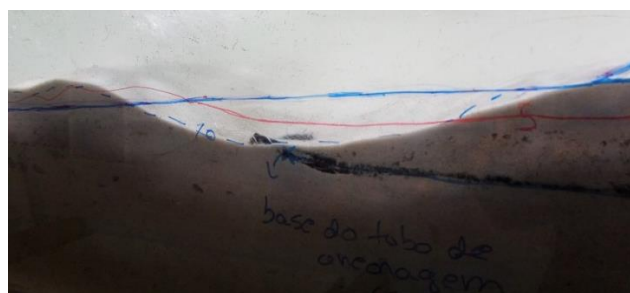


Figura D.352. Cavidade de rebentação ao fim de 15 min.

20 Minutos

Como se verifica na figura D.353, o talude de recobrimento na zona do pescoço de cavalo e do cilindro não sofreu grandes alterações. Forma-se uma pequena fossa de erosão na base do pescoço de cavalo.

A figura D.354 retrata em pormenor a zona mais a sotamar do canal. A tela que dá forma ao pescoço de cavalo saiu da sua posição inicial, devido à entrada de água preferencial no vidro. O perfil de fundos desde a pequena fossa de erosão na base do pescoço de cavalo até à cavidade de rebentação é similar ao perfil inicial.

Houve uma notória migração da cavidade de rebentação para barlamar do canal bem como um ligeiro aumento da elevação da berma de rebentação, relativamente ao verificado ao fim de 15 min. O perfil de fundos ao fim de 15 min é semelhante ao verificado ao fim de 10 min e está representado na figura D.355 pela linha azul a tracejado.

As micro-rugosidades que se estendem desde o final da primeira janela até à berma de rebentação sofreram pequenas migrações para barlamar do canal, figura D.356.



Figura D.353. Talude de recobrimento ao fim de 20 min.

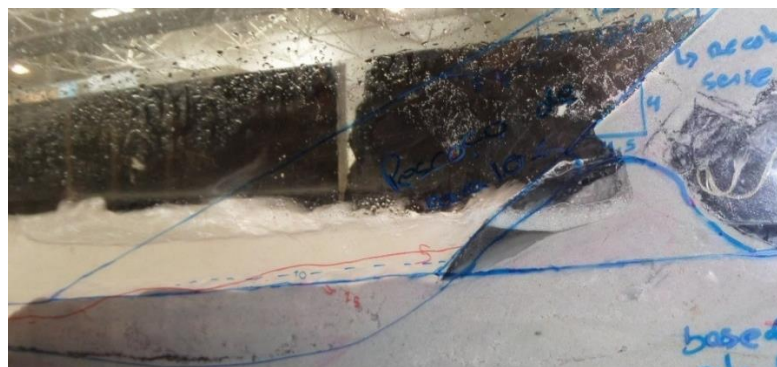


Figura D.354. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 20 min.



Figura D.355. Berma e Cavidade de rebentação ao fim de 20 min.



Figura D.356. Micro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 20 min.

25 Minutos

A meio da estrutura, a gradual erosão sobre o talude de recobrimento levou a que parte do cilindro ficasse a descoberto, figura D.357.

A erosão ao nível da areia que constitui o pescoço de cavalo aumentou ligeiramente, figura D.358.

Verificam-se suaves erosões e migrações de areia ao longo de todo o perfil de fundos. A figura D.359 retrata em pormenor a berma e a cavidade de rebentação. Relativamente ao registado ao fim de 20 min, representado pela linha azul a ponteadado, apenas se notou uma ligeira erosão da berma de rebentação.



Figura D.357. Talude de recobrimento ao fim de 25 min.



Figura D.358. Pescoço de cavalo junto ao vidro ao fim de 25 min.

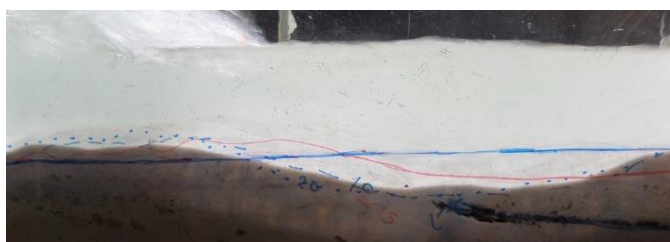


Figura D.359. Berma e Cavidade de rebentação ao fim de 25 min.

Final

A figura D.360 retrata o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. Como se vê o pescoço de cavalo ficou a descoberto em toda a sua extensão notando-se uma erosão mais acentuada na metade do lado direito da estrutura. No lado direito à sobreposição das juntas, uma parte significativa do cilindro imediatamente acima do pescoço de cavalo ficou a descoberto. Junto à parede e ao vidro nota-se também uma erosão ligeiramente superior. A figura D.361 apresenta em pormenor as 3 zonas do modelo onde ocorreram fenómenos mais relevantes, ou seja, junto à parede, sobreposição das juntas e junto ao vidro.

A figura D.362 representa em pormenor a zona do sistema de confinamento dotado de *scour apron*. Entre o tubo de ancoragem a o pescoço de cavalo o perfil de fundos é semelhante ao perfil de fundos inicial. Ouve um deslocamento da posição inicial da tela que constitui o pescoço de cavalo e uma perda de areia na ordem dos 5 cm, figura D.363.

A berma de rebentação tem uma altura de 2.2 cm e formou-se a aproximadamente 1.08 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação que lhe precede tem uma profundidade da ordem dos 2.5 cm e uma largura de 30 cm. As micro-rugosidades de fundo visíveis do início da segunda janela sofreram pequenas migrações ao longo de todo o ensaio e têm uma amplitude máxima de 1.3 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.364, D.365 e D.366.

A barlamar do canal praticamente todo o perfil de fundos permaneceu inalterável, apenas no final da primeira janela se começaram a formar micro-rugosidades, figura D.367.

A figura D.368 retrata o modelo final em planta.



Figura D.360. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.361. Pormenor do *scour apron* em 2 zonas do modelo. Junto à parede (à esquerda), sobreposição das juntas e junto ao vidro (à direita).

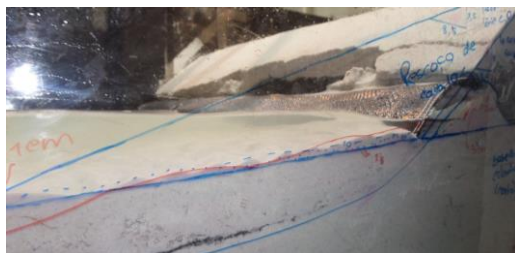


Figura D.362. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron no final do ensaio.

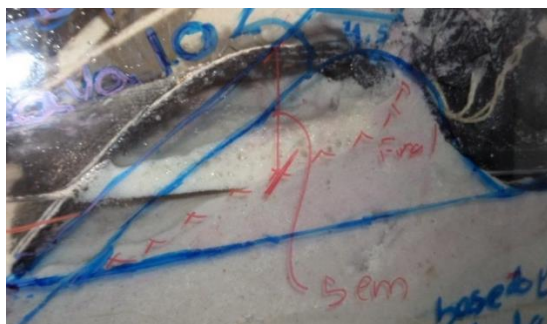


Figura D.363. Pescoço de cavalo junto ao vidro no final do ensaio.

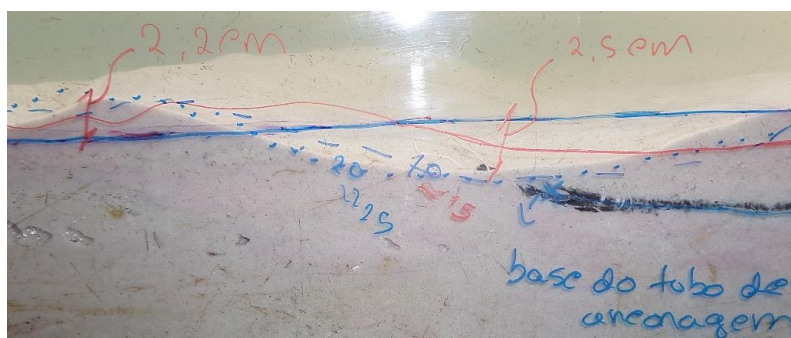


Figura D.364. Berma de rebentação e cavidade de rebentação no final do ensaio.

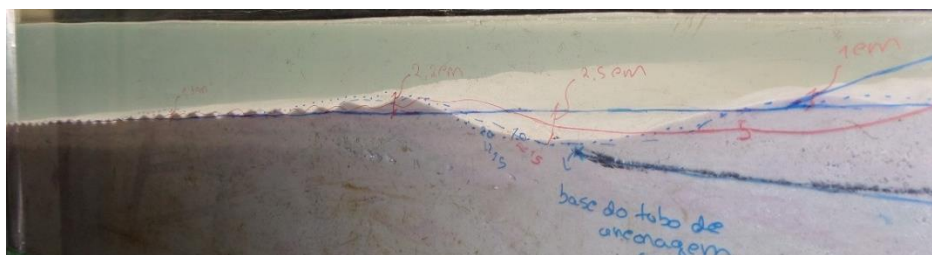


Figura D.365. Micro-rugosidades e cavidade de rebentação no final do ensaio.

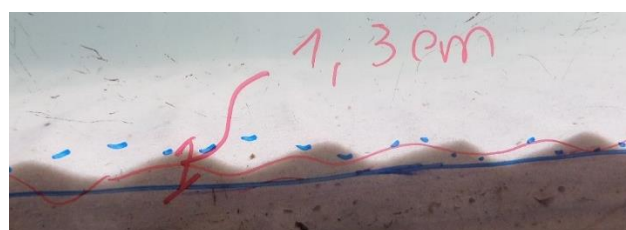


Figura D.366. Micro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.367. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.368. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{médio}$ (m)	$T_{médio}$ (s)
10	2267	0.098	0.803
1	2109	0.103	0.866
4	2012	0.054	0.826
6	1787	0.140	0.798

Tabela D.17. Resultados obtidos pelo software *WR WaveData*.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda médio (tabela D.17). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 9.88 cm e o período de 0.82 s.

Perfil dos fundos

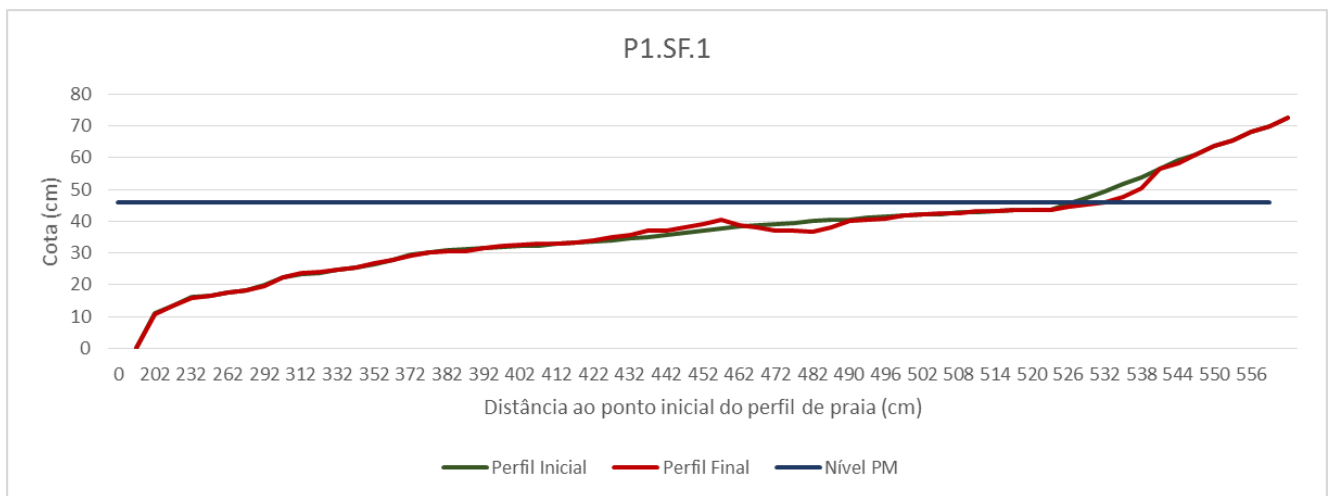


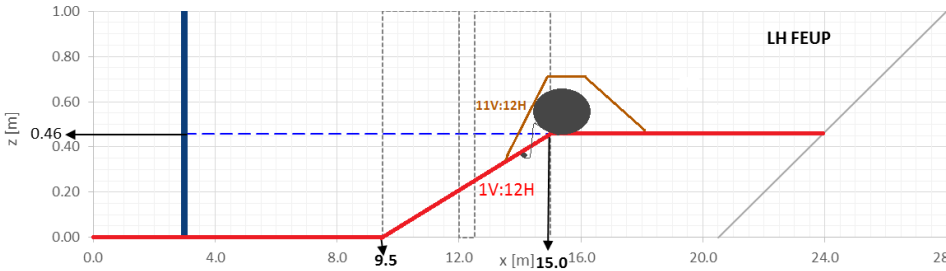


Figura D.369. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SF.1.

Ensaio	Planta1.SérieF			Nº do Ensaio		2		Data	17.05.2016	
Altura de onda (cm)				Período de onda (s)				Fator de ganho obtido	1.13	
Pretendida	10	Obtida	7.83	Pretendido	0.8	Obtido	1.08			
								Duração (min)	30	
Inclinação do talude de recobrimento										
11:12										
INPUT para o sistema de confinamento – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.83			15.08		15.33				
Z (m)	0.46			0.66		0.46				
INPUT para o tubo de ancoragem – Cota de coroamento										
	Geratriz exposta ▲			Geratriz Superior ▲		Geratriz no tardoiz ▲				
X (m)	14.28			14.3		14.33				
Z (m)	0.375			0.4		0.375				
INPUT para a tela de ancoragem										
	Início (Sistema de confinamento)		Cota do cimo do Pescoço de Caval		Fim (Tubo de ancoragem)		Comprimento em planta (m)	Largura (m)		
								Tela 1	Tela 2	
X (m)	15.33		14.81		14.3		1.03	0.75	0.82	
Z (m)	0.66		0.525		0.375					
Juntas sobrepostas										
Largura de Sobreposição (m)						0.07				
INPUT para a Batimetria										
										
Profundidade máxima (m)	x	z		Profundidade mínima (m)	x	z		WL (m)	0.46	
	15.0	0.46			23.9	0.46				
Observações										

Neste ensaio repetiu-se o estado de agitação testado no ensaio 5 da série A, no ensaio 2 da série B, no ensaio 2 da série C, no ensaio 2 da série D e no ensaio 2 da série E.

Ao longo do ensaio foram realizados registos fotográficos, de vídeo e visuais, nomeadamente aos 5 min, 10 min, 20 min, 25 min e final já com o sistema de geração desligado.

Início

A figura D.370 retrata o modelo inicial a partir de segunda janela. Estão representadas, a azul, as diversas componentes do modelo: Pescoço de cavalo (tela de *apron*), tubo de ancoragem e sistema de confinamento em cilindros de geossintéticos.



Figura D.371. Modelo inicial.

5 Minutos

Grande parte da areia de recobrimento até à geratriz superior do pescoço de cavalo foi removida, ficando todo este a descoberto, bem como parte do cilindro. Esta erosão foi bastante superior a meio da estrutura, figura D.372. A figura D.373 retrata o efeito de parede ao nível do pescoço de cavalo.

Forma-se a berma de rebentação, acima do local onde está implantado o tubo de ancoragem, seguida da respetiva cavidade de rebentação, figura D.374.

Formam-se macro-rugosidades a partir da segunda metade da primeira janela até à berma de rebentação. A rebentação verifica-se em voluta, com a formação de um macro-vórtice. Todos estes aspetos são visíveis nas figuras D.375 e D.376.



Figura D.372. Talude de recobrimento ao fim de 5 min.



Figura 373. Pescoco de cavalo junto ao vidro ao fim de 5 min.



Figura D.374. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 5 min.

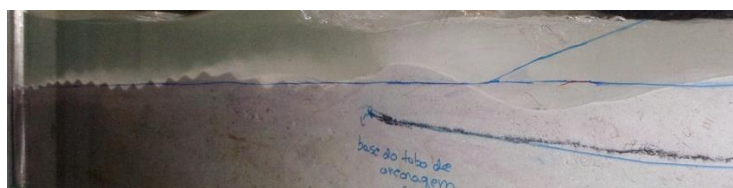


Figura D.375. Macro-rugosidades, berma de rebentação e cavidade de rebentação ao fim de 5 min.



Figura D.376. Visão a partir da primeira janela ao fim de 5 min.

10 Minutos

Verifica-se uma gradual erosão ao nível do talude de recobrimento, mais acentuada na zona central, figura D.377.

A sotamar da cavidade de rebentação ocorreu uma ligeira erosão do perfil de fundos, figura D.378. A cavidade de rebentação migrou ligeiramente para barlar do canal. A sua profundidade bem como a elevação da berma de rebentação não se alteraram, figura D.379.



Figura D.377. Talude de recobrimento ao fim de 10 min.



Figura D.378. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 10 min.

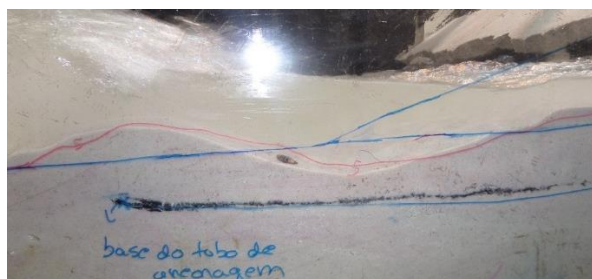


Figura D.379. Berma e cavidade de rebentação ao fim de 10 min.

15 Minutos

Há um agravamento da profundidade da erosão na base do pescoço de cavalo. Ocorre um significativo abaixamento do mesmo e deslocamento da posição inicial, essencialmente devido ao efeito de parede. O perfil de fundos a sotamar da cavidade de rebentação não se alterou. Os três aspetos referidos são visíveis na figura D.380.

Ocorreu uma acentuada migração da cavidade de rebentação para barlamar do canal relativamente ao registado ao fim de 10 min, representado na figura D.381 pela linha azul a tracejado.

No resto do canal não se verificaram alterações significativas que mereçam registo.



Figura D.380. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 15 min.

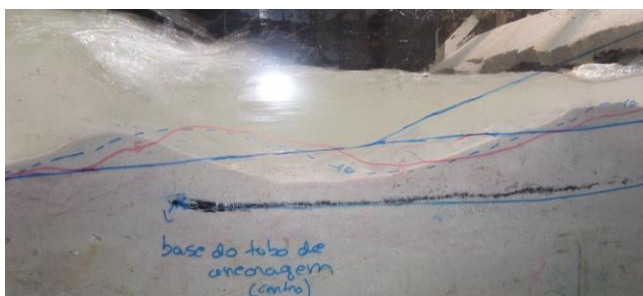


Figura D.381. Berma e cavidade de rebentação ao fim de 15 min.

20 Minutos

A percentagem de cilindro que se encontra exposto é notoriamente superior, figura D.382. Junto à estrutura ocorreram leves migrações de areia e um aumento da profundidade da pequena fossa de erosão existente na base do pescoço de cavalo, figura D.383.

A cavidade de rebentação deslocou-se novamente para barlamar do canal relativamente ao registado ao fim de 15 min, representado na figura D.384 pela linha vermelha a tracejado.



Figura D.382. Talude de recobrimento ao fim de 20 min.



Figura D.383. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de scour apron ao fim de 20 min.

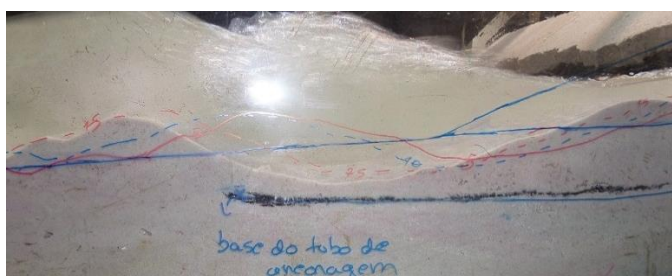


Figura D.384. Berma e cavidade de rebentação ao fim de 20 min.

25 Minutos

Como retrata a figura D.385, o perfil de fundos nas proximidades do sistema de confinamento dotado de *scour apron* não sofreu erosões relevantes em relação ao verificado ao fim de 20 min, representado pela linha azul a picotado.

Houve um ligeiro aumento da profundidade da cavidade de rebentação, figura D.386.

A figura D.387 retrata as macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação.



Figura D.385. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* ao fim de 25 min.

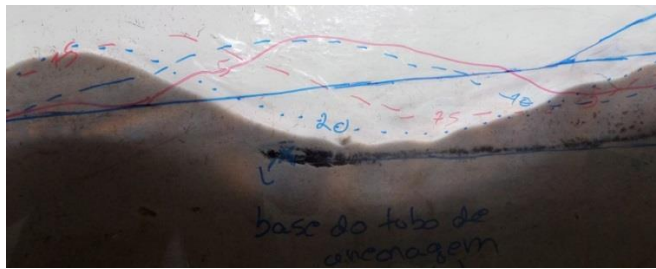


Figura D.386. Berma e cavidade de rebentação ao fim de 25 min.



Figura D.387. Macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação ao fim de 25 min.

Final

A figura D.388 retrata o sistema de confinamento dotado de *scour apron*, em planta. O pescoço de cavalo ficou a descoberto em toda a sua extensão. No lado direito do modelo a frente do cilindro que se encontra imediatamente acima do pescoço de cavalo ficou também visível. Nas proximidades do vidro foi onde se verificou uma erosão mais acentuada ao nível da base do pescoço de cavalo.

A figura D.389 apresenta em pormenor as 3 zonas do modelo onde ocorreram fenómenos mais relevantes, ou seja, junto à parede, sobreposição das juntas e junto ao vidro.

A figura D.390 retrata em pormenor a zona junto à estrutura. Como se vê formou-se uma berma de erosão com 3 cm de altura seguida de uma fossa de erosão com profundidade na ordem dos 2.5 cm.

O pescoço de cavalo sofreu uma elevada erosão ao nível da areia que o constitui, notoriamente mais gravosa junto ao vidro. Nesta zona a perda de areia foi de aproximadamente 5.5 cm, figura D.391.

A berma de rebentação tem uma altura de 3 cm e formou-se a aproximadamente 1.03 m da geratriz inferior do sistema de confinamento. A cavidade de rebentação tem uma profundidade da ordem dos 4.5 cm e uma largura de 18 cm. As macro-rugosidades de fundo que antecedem a berma de rebentação têm uma amplitude máxima de 3 cm. Todos estes fenómenos estão retratados nas figuras D.392 e D.393.

A barlar do canal começaram a formar-se micro-rugosidades a aproximadamente 3.85 m da geratriz inferior do sistema de confinamento, figura D.394.

A figura D.395 retrata o modelo final em planta.



Figura D.388. Vista em planta do cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.



Figura D.389. Pormenor do *scour apron* em 3 zonas do modelo. Da esquerda para a direita: junto à parede, sobreposição de juntas e junto ao vidro.

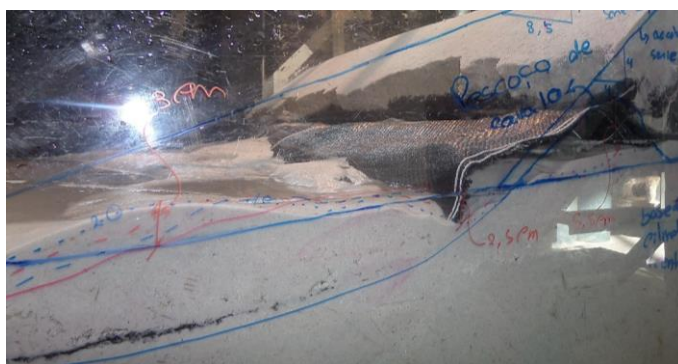


Figura D.390. Pormenor da zona junto ao cilindro dotado de *scour apron* no final do ensaio.

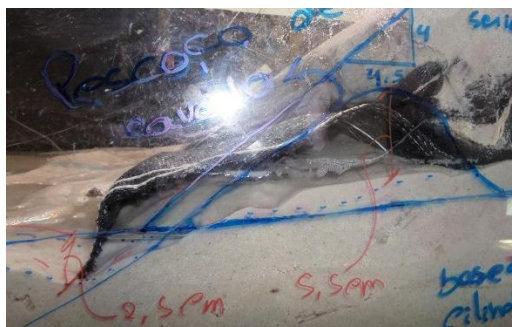


Figura D.391. Pormenor do pescoço de cavalo no final do ensaio.

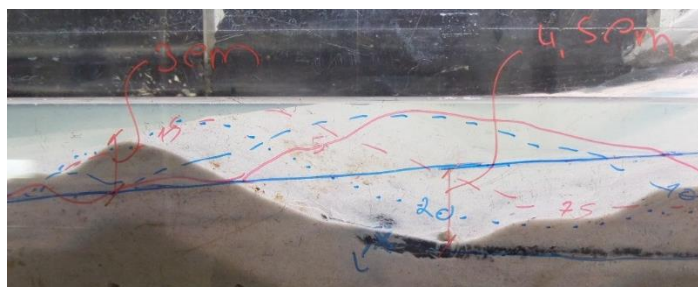


Figura D.392. Berma e cavidade de rebentação no final do ensaio.



Figura D.393. Macro-rugosidades a barlar da berma de rebentação no final do ensaio.



Figura D.394. Visão a partir da primeira janela no final do ensaio.



Figura D.395. Vista de cima do modelo no final do ensaio.

Resultados obtidos pelo *WR WaveData*

Sonda	Número Ondas	$H_{\text{médio}}$ (m)	$T_{\text{médio}}$ (s)
10	1663	0.066	1.100
1	1443	0.076	1.079
4	1466	0.075	1.068
6	1437	0.096	1.086

Tabela D.18. Resultados obtidos pelo software *WR WaveData*.

Considera-se uma média tanto da altura de onda como do período de onda significativa (tabela D.18). Assim, a altura de onda gerada pelo sistema foi de 7.83 cm e o período de 1.08 s.

Perfil dos fundos

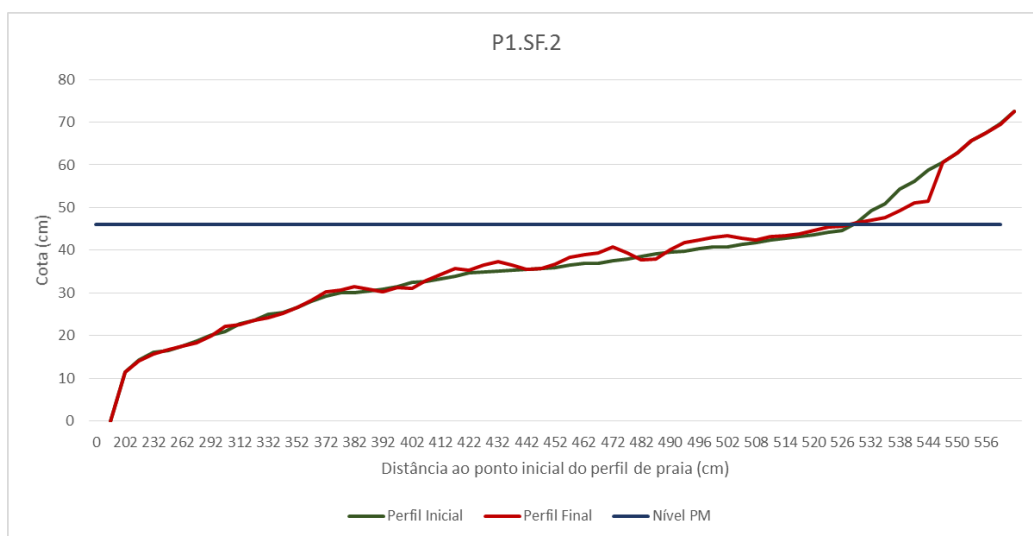


Figura D.396. Evolução do perfil de fundos do ensaio P1.SF.2.